Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas

con enfoque de gestión de riesgos para la infraestructura vial centroamericana

Tema: Taludes







Primera edición, 2019



Esta versión fue realizada con el apoyo de la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU).

Primera Edición

El Salvador, C.A., 2019







Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas

con enfoque de gestión de riesgos para la infraestructura vial centroamericana

Tema: Taludes

Primera edición, 2019

PRESENTACION

El Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica, COMITRAN, en el año 1997 identificó la necesidad de generar normativas técnicas que incrementen la resiliencia de la infraestructura, ante los fenómenos naturales ocasionados por el cambio climático, a efecto de asegurar y optimizar la circulación de personas y mercancías en la región y resguardar la seguridad de los usuarios y las cuantiosas inversiones que los países desarrollan en la construcción y mantenimiento de dicha infraestructura vial, la cual es clave para el desarrollo social y económico de Centroamérica.

Bajo esta línea de trabajo, se ha priorizado dentro de las áreas estratégicas que aborda COMITRAN, la reducción de la vulnerabilidad de su infraestructura, con la inclusión temática de la adaptación al cambio climático y gestión del riesgo. Es importante mencionar que entre los fenómenos naturales que más afectan la región, se cuentan los hidrometeorológicos, los sísmicos y los volcánicos. Por tal razón, el Consejo impulsa medidas estructurales (infraestructura) y no estructurales (normativas técnicas), buscando asegurar la conectividad y desarrollo de los países de la región.

En el año 2016 se inició un trabajo conjunto de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón -JICA-, COMITRAN y la SIECA, cuyo objetivo primordial era desarrollar normativas que vinculen diversos aspectos de riesgo en el diseño y la planificación de proyectos viales, a fin de contribuir a mejorar la resiliencia de la infraestructura ante los fenómenos naturales que se presentan en la región centroamericana.

En este contexto, la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, y el Proyecto GENSAI Fase II acompañan la gestión de la SIECA para el desarrollo de esta normativa, a instrucción del COMITRAN, que involucrará elementos geotécnicos y la variable sísmica en el diseño y planificación de la infraestructura vial centroamericana.

El presente Manual fue preparado conjuntamente por un consultor centroamericano, acompañado de expertos de los Ministerios de Transporte de la región y el apoyo de especialistas japoneses, con fondos de cooperación otorgados por la Oficina de JICA El Salvador, con el fin de asegurar la calidad de este instrumento regional y que los países se apropien del mismo dentro de sus oficinas gubernamentales y privadas.

Por lo anterior y con el afán de apoyar a la reducción de la vulnerabilidad de la infraestructura vial de la región, es un gusto poder presentar el "Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas, con Enfoque de Gestión de Riesgo para la Infraestructura Vial Centroamericana. Tema: Taludes", a fin de que los países de la región dispongan de un documento técnico, que sirva de guía conceptual y de metodologías geotécnicas uniformes con la variable sísmica, para ser utilizado en la etapa de planificación y diseño de carreteras y taludes en la red vial Centroamericanas.

SECRETARIA DE INTEGRACION ECONOMICA CENTROAMERICANA SIECA

Melvin Redondo
Secretario General

MANUAL DE CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS Y SÍSMICAS, CON ENFOQUE DE GESTIÓN DE RIESGO PARA LA INFRAESTRUCTURA VIAL CENTROAMERICANA

Tema: Taludes

El presente documento se ejecutó con la cooperación técnica y financiera de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón, JICA, a través del Proyecto GENSAI Fase II, en acompañamiento de la DACGER y la SIECA.

Dirección Facultativa	**Melvin Enrique Redondo** Secretario General, SIECA	
Coordinación por parte de SIECA	**Roberto Carlos Salazar Figueroa** Director de Transporte, Infraestructura y Logística **César Augusto Castillo Morales** Jefe Departamento de Movilidad y Logística	
Contraparte MOPTVDU El Salvador	**Eliud Ayala** Ministro de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano **Emilio Ventura** Director DACGER-MOPTVDU **William Roberto Guzmán** Subdirector Puentes y Obras de Paso DACGER-MOPTVDU **Aleyda Montoya** Subdirectora de Geotecnia DACGER-MOP **Alonso Alfaro** Técnico DACGER-MOPTVDU **Mónica Gutiérrez** Técnico DACGER-MOPTVDU **Brenda Calero** Técnico DACGER-MOPTVDU **Deyman Pastora** Técnico DACGER-MOPTVDU	
Coordinación por parte de JICA	**Kazuo Fujishiro** Jefe Representante, JICA El Salvador **Shizuka Kamiya** Asesora de Formulación de Proyectos **Dera Cortés** Oficial de programa	
Cooperación Técnica Proyecto GENSAI FASE II	**Mikihiro Mori** Jefe Asesor, Proyecto GENSAI II	
Responsable de la Consultoría	**Alfredo Suriano Buezo** Consultor	
Grupo Técnico Regional	**Antonio Romero Castro**	Costa Rica
	Ruy Dotti Sanabria	Costa Rica
	Mónica Gutiérrez	El Salvador
	Brenda Calero	El Salvador
	Juan Carlos Galindo	Guatemala
	Víctor Barrios	Guatemala
	Hugo Fernando Martínez	Honduras
	Hammerly Argueta	Honduras
	Marco Pérez	Nicaragua
	Maycol Rugama	Nicaragua
	Porfirio Rangel Moreno	Panamá
	Álvaro Chong Arosemena	Panamá
Edición y Diseño	**Violeta Aguilar** Técnico DACGER-MOP **Mónica Olivar** Estudiante de Ingeniería Civil - UES	

Primera Edición, Año 2019

El Salvador, marzo de 2019

Contenido

Índice de Tablas

Índice de Figuras

ABREVIATURAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials. Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes.

AENOR: Asociación Española de Normalización y Certificación.

AGIES: Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica.

ASTM: American Society of Testing Materials. Asociación Americana de Ensayo de Materiales.

APS: Aceleración pico superficial.

ASIA: Asociación salvadoreña de ingenieros y arquitectos.

BCR: Relación costo beneficio.

CEPAL: Comisión Económica para América Latina y el Caribe.

CEPREDENAC: Centro de coordinación para la prevención de los desastres naturales en América Central.

COMITRAN: Consejo Sectorial de Ministros de Transporte de Centroamérica.

CPTU: Ensayo de Penetración Estática (CPT, Cone Penetration Test) con medida de las Presiones Intersticiales (CPTU).

DACGER: Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo.

DIN: Deutsches Institut für Normung. Instituto Alemán de Normalización.

GTR: Grupo Técnico Regional.

IDECA: Infraestructura de Datos Espaciales para el Distrito Capital.

IGN: Instituto Geográfico Nacional.

JICA: Agencia de Cooperación Internacional del Japón.

NCDC: Centro Nacional de Datos Climáticos, Departamento de Comercio de los Estados Unidos

NHC: Centro Nacional de Huracanes de los Estados Unidos.

NSE: Normas de Seguridad Estructural.

MOP: Ministerio de Obras Públicas.

MOPTVDU: Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda y Desarrollo Urbano.

NPV: Valor Presente Neto.

PAS: Ondas primarias, amplitud de onda, ondas secundarias (los sismos con magnitud mayor a 6.9 se miden con la escala sismológica de magnitud de momento).

PGA: Peack Ground Aceleration (Aceleración Máxima del Suelo)

RMR: Rock Mass Rating. Índice de clasificación geomecánica de los macizos rocosos según Bieniaswki.

RQD: Rock Quality Designation. Índice de calidad de la roca.

SDP:	Grado de probabilidad de seguridad de diseño.
SEGOB:	Secretaría de gobierno.
SGG:	Sociedad Geológica de Guatemala
SMR:	Slope Mass Rating. Método para taludes propuesto por Romana a partir del RMR.
SIECA:	Secretaría de Integración Económica Centroamericana.
USAID:	Agencia de los Estados Unidos para el desarrollo internacional.
USGS:	United States Geological Survey. Servicio Geológico de los Estados Unidos.
USD:	Dólar de los Estados Unidos de América.



CAPÍTULO 1
ASPECTOS GENERALES

CHA-06, Tramo Las Vueltas, Ojo de Agua, Chalatenango, El Salvador

1.1 Aspectos Generales

La infraestructura vial constituye una base esencial para el desempeño de las economías nacionales y regionales, ya que afecta la logística y el flujo de pasajeros. Las carreteras generan diversos beneficios económicos y sociales significativos.

Los beneficios económicos generados por las carreteras incluyen proporcionar a los productores acceso a los consumidores y brindarles la oportunidad de comprar productos en mayor cantidad y calidad, fomentando así el crecimiento del sector productivo. Socialmente, la infraestructura vial proporciona conectividad a mercados, escuelas, hospitales y atención de emergencias, lugares de ocio y otras comodidades.

Durante desastres catastróficos como terremotos, tsunamis o tormentas, las carreteras tienen funciones como rutas de evacuación y para logística de emergencia. En el peor escenario, como los daños extensos a lo largo de la Costa del Pacífico causado por un tsunami, las redes de carreteras interiores son clave para una recuperación resiliente. Los puntos de vista sobre el establecimiento de una red de carreteras redundantes contra desastres naturales también son importantes.

Como se indicó anteriormente, se requiere la construcción de una red de carreteras segura y protegida contra las geoamenazas, que son "eventos causados por condiciones geológicas, geomorfológicas y climáticas o procesos que representan amenazas graves para la vida humana, la propiedad y el entorno natural y el construido" (Solheim et al. 2005 "Centro Internacional de Geoamenazas (ICG): Evaluación, Prevención y Mitigación de Geoamenazas" Revista Noruega de Geología 85: 45–62). Cubren casi todos los peligros que afectan a la infraestructura vial, tales como deslizamientos de taludes, derrumbes de taludes, flujos de tierra, flujos de escombros, inundaciones, erosión, movimientos sísmicos. La mayoría de las geoamenazas están relacionadas con la actividad climática, como la lluvia. En América Central, los cambios climáticos recientes han aumentado la intensidad de la lluvia y la velocidad del viento de las tormentas, aumentando los eventos de riesgo geológico, como el colapso / deslizamiento de taludes, los escombros o flujos de tierra y las inundaciones. A través de sus efectos en el sistema vial, los riesgos geológicos dañan la infraestructura, amenazan vidas y medios de vida y causan impactos secundarios, como la interrupción del tráfico y los servicios de suministro de agua y energía.

Los daños por geoamenazas en las carreteras ocurren en eventos no sísmicos, tales como tormentas y en eventos sísmicos.

Los eventos no sísmicos tienen una alta probabilidad de ocurrencia (incluso menos de 1.1 - período de retorno de 10 años de lluvia) y pequeños niveles de daño (en su mayoría menos de un solo carril de ancho de vía o menos de un día de inundación). Algunos de

los deslizamientos de taludes profundos y hundimientos de carreteras ocurren durante el pico anual del nivel del agua subterránea después de la temporada de lluvias o algunos días o meses después de un evento de fuertes lluvias. Las caídas de rocas o el colapso de un talud a veces ocurren sin ningún desencadenante de lluvia, pero solo a través de un aflojamiento del talud o la intemperie.

Los eventos sísmicos tienen una probabilidad baja (10-500 años o más del período de retorno de APS: aceleración pico superficial), pero con los niveles de daño más importantes en la infraestructura de carreteras: el cierre del ancho completo de la carretera debido a grandes deslizamientos de taludes, el colapso de puentes y daños continuos en carreteras costeras por tsunamis.

Como se muestra en la tabla 1.1, entre 2009 a 2011 las tormentas intensas afectaron a América Central y disminuyeron después de 2011. Teniendo en cuenta el ranking histórico de los Huracanes Atlánticos, el huracán María en 2017 no tocó tierra ni causó daños en Centroamérica, Michael en 2018 estaba en los once primeros puestos siendo que el potencial de tormentas intensas es alto desde hace 2 años hasta el presente (HURADAT[1]).

Las tormentas que han impactado a América Central se dividen en aquellas que ocurren en el Océano Atlántico y en el Océano Pacífico. La proporción de casos de una tormenta originada en el Océano Pacífico en los últimos 20 años (1999-2018) fue de alrededor del 40%. Las tormentas provenientes del Océano Pacífico, incluso aquellas que no se convirtieron en huracanes (definidas como con una velocidad máxima de viento de 119 km/hora), son característicamente de lluvias a largo plazo con una gran cantidad de lluvia para un evento, debido al lento movimiento del centro de la tormenta, causando riesgos por flujos tales como inundaciones, flujo de escombros y derrumbes/deslizamientos de taludes.

Los huracanes del Océano Atlántico tocan tierra en la latitud norte de 14 grados o más (Nicaragua, Honduras, Guatemala, Belice o México) en el Mar Caribe. Su aparición es desde finales de septiembre hasta principios de noviembre (excluyendo a Alex del 25 de junio al 2 de julio de 2010).

Las tormentas tropicales y las depresiones del océano Pacífico tocan tierra en una latitud norte de 13 grados o más (Honduras, El Salvador, Guatemala y México). Se produce desde finales de mayo hasta principios de julio y desde finales de septiembre hasta principios de noviembre.

[1] HURADAT: La mejor pista del huracán del Atlántico (Centro Nacional de Huracanes; División de Investigación de Huracanes, EE. UU.)

Tabla 1.1 Resumen de los principales eventos de tormentas en América Central

El período desde la formación hasta la disipación.	Tormenta Evento / Origen	Resumen de daños
14-24 Sept. 1974	Huracán Fifi / Océano Atlántico	Pasó a lo largo de la costa norte de Honduras, tocó tierra en la parte sur de Belice y cruzó la parte central de Guatemala de oeste a este (NHC). La mayoría de los daños ocurrieron en Honduras, donde hubo entre 8,000 y 10,000 muertes (NCDC 2013).
Septiembre 18 - Septiembre 30, 1982	Huracán Paul /1982/ Océano Pacífico	Llegó a tierra en la frontera de El Salvador / Guatemala en dirección norte-noreste, pero repentinamente viró hacia el este y regresó al Océano Pacífico nuevamente (NHC). Cinco días de lluvia causaron inundaciones severas y derrumbes / deslizamientos en taludes. En toda América Central, al menos 1,432 personas murieron, y la mayoría de las muertes ocurrieron en El Salvador y Guatemala (NHC).
22 Oct. – 9 Nov. 1998	Huracán Mitch /Océano Atlántico	Tocó tierra en la costa norte de Honduras y pasó por las zonas costeras del Pacífico de El Salvador y Guatemala (NHC). Hubo más de 11,000 muertes en Centroamérica, con más de 7,000 solo en Honduras debido a catastróficas inundaciones (NCDC 2013). Daños en infraestructura vial: <u>Costa Rica (CEPAL 2013)</u> Pérdidas totales: USD 24 millones. Daños a carreteras: más de 1.300 km de carreteras. Puentes dañados: más de 126 puentes. Daños a alcantarillas: más de 1.000 alcantarillas. <u>El Salvador (CEPAL 2013)</u> Pérdidas totales: USD 850 millones. Carreteras pavimentadas dañadas: 1.308 km. Carreteras no pavimentadas dañadas: 2,665 km. Puentes colapsados: 2 <u>Nicaragua (CEPAL 2013)</u> Pérdidas totales: USD148 millones. Carreteras pavimentadas dañadas: 1,104 km. Puentes colapsados: 22 Puentes con daños estructurales: 49. Puentes con daños en su acceso: 26. <u>Honduras (CEPAL 2013)</u> Pérdidas totales: USD 525 millones por daños en infraestructura vial, tanto en infraestructura vial directa como indirectamente en automóviles estacionados.
18-30 Sep. 30, 1982	Huracán Paul /1982/ Océano Pacífico	Llegó a tierra en la frontera de El Salvador / Guatemala en dirección norte-noreste, pero repentinamente viró hacia el este y regresó al Océano Pacífico nuevamente (NHC). Cinco días de lluvia causaron inundaciones severas y derrumbes / deslizamientos en taludes. En toda América Central, al menos 1,432 personas murieron, y la mayoría de las muertes ocurrieron en El Salvador y Guatemala (NHC).

El período desde la formación hasta la disipación.	Tormenta Evento / Origen	Resumen de daños
17-21 May, 2005	Huracán Adrián /Océano Pacífico	Tocó tierra a lo largo del Golfo de Fonseca en Honduras, se movió en dirección noroeste desde el Océano Pacífico antes de disiparse varias horas después (NHC). Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Pérdidas totales: USD 12 millones por infraestructura vial. Se produjeron numerosos daños en carreteras por caídas / derrumbes / deslizamientos de taludes, inundaciones repentinas y árboles caídos. Honduras (Gobierno de Honduras) Sólo se reportaron inundaciones menores.
1-5 Oct. 2005	Huracán Stan / océano Atlántico	Llegó a tierra en la costa este de la península de Yucatán en México desde el mar Caribe en dirección NEE, atravesó la península hasta el Golfo de México y volvió a tocar tierra en dirección suroeste en la base noroeste de la península de Yucatán, y se disipó en la meseta mexicana (NHC). Las muertes ocurrieron en: Costa Rica - 1, El Salvador - 72, Guatemala - 1,513 y Honduras - 6. Las pérdidas totales fueron: Costa Rica - USD 20 millones, El Salvador USD 356 millones, Guatemala USD 988 millones y Honduras - USD 100 millones (por gobierno). Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Autopistas nacionales dañadas: 4.680 km. Puentes colapsados: 2 Ubicaciones de cierre de carreteras: 12, con una en CA1 cerca de San Salvador.
4-10 Nov. 2009	Huracán Ida / Océano Atlántico	Llegó a la costa noreste de Nicaragua en el Mar Caribe, giró hacia el norte y salió al Mar Caribe en la costa noreste de Honduras (NHC). El daño fue el efecto de la depresión tropical E96 que se originó en el Océano Pacífico. Las muertes ocurrieron en: El Salvador con 199. Las pérdidas totales fueron: Costa Rica – USD 20 millones, El Salvador – USD 244 millones, Nicaragua – USD 2 millones (por gobierno). Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Puentes dañados: 55 Ubicaciones de cierre de carreteras: 132
29 May – 1 Jun 2010	Tormenta tropical Agatha / Océano Pacífico	Llegó a tierra cerca de la frontera Guatemala-México en la costa del Pacífico en dirección noreste y desapareció en México en la base de la Península de Yucatán (NHC). Las muertes ocurrieron en: El Salvador - 13, Guatemala - 174, Honduras - 18 y Nicaragua - 1. Las pérdidas totales fueron: El Salvador – USD 112 millones, Guatemala – USD 982 millones y Honduras – USD 19 millones.

El período desde la formación hasta la disipación.	Tormenta Evento / Origen	Resumen de daños
		El Salvador, Guatemala y Honduras declararon estado de emergencia en cada país. Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Ubicaciones de daños viales: 53. Puentes colapsados: 8 Puentes dañados: 45 Guatemala (Gobierno de Guatemala) Ubicaciones de daños viales: 42. Un hundimiento profundo ocurrió en una calle de la ciudad de Guatemala causando 15 muertes.
25 Jun – 2 Jul 2010	Huracán Alex /Océano Atlántico	Llegó a Belice y cruzó en dirección oeste-noroeste hacia la frontera México / Guatemala en la Península de Yucatán y salió al Golfo de México. (NHC). Las muertes ocurrieron en: El Salvador - 6, Guatemala - 2 y Nicaragua - 6. Las pérdidas totales en USD fueron de USD 21 millones en El Salvador. Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Ubicaciones de daños viales: 12. Puentes colapsados: 2 Puentes dañados: 5 Guatemala (Gobierno de Guatemala) Ubicaciones de daños viales: 81
23-26 Sept. 2010	Tormenta Tropical Matthew / Océano Atlántico	Llegó a tierra en la costa norte de Honduras en dirección oeste-noroeste, pasó al Mar Caribe y tocó tierra nuevamente en la parte sur de Belice. Cruzó la parte norte de Guatemala en dirección oeste-noroeste y pasó por México antes de desaparecer. (NHC). Fatalidades ocurridas en el salvador - 3. Las pérdidas totales en El Salvador fueron de USD 27 millones (Gobierno de El Salvador). Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Ubicaciones de daños viales: 12 Puentes colapsados: 1 Puentes dañados: 1
12 Oct. 2011	Depresión Tropical 12E /Océano Pacífico	Declarada como depresión tropical solo hasta el 12 de octubre, pero el área de disturbios climáticos se formó el 6 de octubre y afectó a América Central hasta fines del 13 de octubre. Llegó a tierra en la frontera de Guatemala / México a lo largo del Océano Pacífico de sur a norte y se disipó en la Cordillera de la Sierra Madre del Oeste (NHC). Las muertes ocurrieron en: El Salvador - 35, Honduras - 9, Nicaragua - 5. Los daños en El Salvador fueron de USD 243 millones (cada gobierno).

El período desde la formación hasta la disipación.	Tormenta Evento / Origen	Resumen de daños
		Daños en infraestructura vial: El Salvador (Gobierno de El Salvador) Daños en carreteras: 41 Puentes colapsados: 8 Puentes dañados: 41 La pérdida total en infraestructura vial fue de USD 205 millones, de los cuales USD 172 millones correspondieron a carreteras y USD 33 millones a puentes. Nicaragua (Gobierno de Nicaragua) Puentes colapsados: 6
20-26 de noviembre de 2016	Huracán Otto / Océano Atlántico cruza hacia el Océano Pacífico	Llegó a tierra en el sureste de Nicaragua a aproximadamente 19 km de la frontera entre Nicaragua y Costa Rica y pasó la frontera entre Nicaragua y Costa Rica (el primer huracán histórico golpeó en Costa-Rica), y se dirigió al Pacífico oriental cerca del Golfo de Papagayo, Puerto Sandino, Nicaragua (NHC). Nicaragua (Gobierno de Nicaragua) Fatalidades 4, persona desaparecida 5 Costa Rica (Gobierno de Costa Rica) Fatalidades 10, las pérdidas totales fueron de USD 192 millones.
4 -9 oct. 2017	Huracán Nate / Océano Atlántico	Llegó a tierra en el noreste de Nicaragua, se mudó al noreste en Honduras y salió al Mar Caribe en el sureste de Honduras, y pasó el Canal de Yucatán, el Golfo Central de México, y luego aterrizó en los EE. UU. (NHC). Las muertes (personas desaparecidas) ocurrieron en: Costa Roca-14, Guatemala-5 (3), El Salvador - 1, Honduras - 3 (3) y Nicaragua - 16 (1), Panamá-7 (cada gobierno). Carretera en Costa Rica (gobierno de Costa Rica) Se afectaron 117 ubicaciones de carreteras, de las cuales 40 no eran transitables.
7-16 Oct. 2018	Huracán Michael /Océano Atlántico	Llegó a tierra hacia el noroeste en la costa noreste de Nicaragua, salió al Mar Caribe desde la costa noreste de Honduras, giró hacia el norte, pasó el Estrecho de Yucatán y tocó tierra en los Estados Unidos. (NHC). Las muertes ocurrieron en: El Salvador - 3, Honduras - 8, y Nicaragua - 4 (cada gobierno)

Fuente: CEPAL: Comisión Económica para América Latina y el Caribe, CEPAL 2013: Evaluación del daño causado por el huracán Mitch,NCDC: Centro Nacional de Datos Climáticos, Departamento de Comercio de los Estados Unidos,NCDC 2013: El huracán más letal del Atlántico desde 1780, NHC: Centro Nacional de Huracanes de los Estados Unidos,NHC 1995: Centro Nacional de Huracanes.

La tabla 1.2 muestra los principales eventos sísmicos (magnitud de más de 7.0 o muertes de 100 o más de 1968-2018 (50 años).

El área a lo largo del Océano Pacífico se encuentra en la zona orogénica en la Cuenca del Pacífico con actividades sísmicas y volcánicas. Los terremotos en América Central pueden clasificarse según el hipocentro y se resumen a continuación. Debido a la atenuación de la distancia desde el hipocentro, el colapso de los puentes es un caso raro, pero debido a la frágil geología volcánica, se inducen deslizamiento de taludes con falla profunda.

Por otro lado, un ejemplo bien conocido es el deslizamiento de tierra en Las Colinas en la ciudad de Santa Tecla, que fue inducido por el terremoto de El Salvador de enero de 2001. Fue un deslizamiento generado por el paleosuelo (suelo muy degradado de origen volcánico), que estaba extremadamente debilitado por su condición saturada, cubierto por un flujo piroclástico joven, permeable y vítreo que desencadeno un deslizamiento profundo y mortal.

Tipo-S: Terremotos de la zona de subducción en el Océano Pacífico (5 ejemplos)
En el Océano Pacífico, el origen de la actividad sísmica es un terremoto en una zanja oceánica con subducción del límite. Cinco (5) ejemplos tienen un epicentro que varía de 16 a 72 km de la costa en el Océano Pacífico, con la profundidad del hipocentro que varía de 24 a 82 km.

Tipo-S_CO/PA: el límite de las placas Cocos / Panamá no tiene ningún ejemplo.
Tipo-S_CO/CA: El límite de las placas Cocos / Caribe tiene cuatro ejemplos en El Salvador y Nicaragua. El terremoto de El Salvador de enero de 2001 causó el derrumbe de Las Colinas, que tenía un escarpe principal de 100 m de ancho con una distancia del suelo en movimiento de 750 m., Santa Tecla tuvo una aceleración pico superficial (APS) de 468 gals y causó el cierre del total de la carretera Boulevard Sur, de 800m de longitud, en Santa Tecla. El terremoto de Nicaragua de 1992 provocó un tsunami que alcanzó alturas de hasta 9.9 metros a unos 1,000 m de la línea costera normal en Masachapa.
Tipo-S_CO / NA: El límite de las placas de Cocos / América del Norte tiene un ejemplo, el terremoto de Guatemala en 2012 que causó graves daños en la carretera Panamericana.

Tipo-OTF: Terremoto en la zona de falla de transformación del océano en el Mar Caribe (dos ejemplos). El origen sísmico en el Mar Caribe se encontraba en la zona límite de la placa del Caribe y las placas de América del Norte, que era la falla de transformación de las islas Cisne en la fosa de las Islas Caimán. Hay dos ejemplos: el terremoto de Honduras de 2009 y el terremoto de las islas Cisne de 2018, ambos con la profundidad del hipocentro a 10 km, afectando principalmente a Honduras. Ambos casos tuvieron advertencias de tsunami, pero no hubo observación de marea alta.

Tipo I: Terremoto interior (6 ejemplos). Se produjeron terremotos en el interior de las zonas limítrofes de las placas de las placas del Caribe / Panamá en Costa Rica (2 ejemplos) y las placas del Caribe / América del Norte en Guatemala (1 ejemplo); Terremotos interiores en la corteza de la placa del Caribe en El Salvador (2 ejemplos) y Nicaragua (1 ejemplo). Las profundidades de los hipocentros fueron principalmente de 5 a 16 km. Estos tres ejemplos fueron los terremotos más mortíferos en 50 años desde 1968 hasta 2018 porque eran poco profundos y ocurrieron directamente debajo de un distrito densamente habitado.

Tipo I_CA / PA: Terremoto interior (límite continental / oceánico convergente de las placas del Caribe / Panamá) tiene dos ejemplos en Costa Rica y también afecta a Panamá.

Tipo I_CA / NA: el terremoto interior (límite de la grieta continental de las placas del Caribe / América del Norte) a lo largo del activo Sistema de fallas de Polochic-Motagua tiene un ejemplo en el terremoto de Guatemala de 1976, que fue el terremoto más mortal con aproximadamente 23,000 muertes.

Tipo-I_CRCA: terremoto interior (corteza en la placa del Caribe) ocurrió en el interior del lado del Océano Pacífico y tuvo tres ejemplos. El terremoto de Nicaragua de 1972 fue el segundo terremoto más mortífero con entre 4,000 y 11,000 muertes. El terremoto de San Salvador de 1986 fue el tercero más mortífero con entre 1,000 y 1,500 muertes.

Tabla 1.2 Eventos sísmicos principales
Magnitud de 7.0 o más, o muertes de 100 o más en los últimos 50 años desde 1969

País	Nombre del evento / Fecha del Evento Sísmico / Epicentro	Características	Resumen de daños
Costa Rica	1991 terremoto de Limón (o terremoto de Boca del Toro en Panamá) / 22 de abril de 1991 / 9.685 ° N 83.073 ° O Pandora, Valle La Estrella, Provincia de Limón Costa Rica.	Tipo-I_CA / PA, M7.7, 10 km de profundidad	Número de víctimas mortales: 127 (48 en Costa Rica, 79 en la provincia de Boca del Toro de Panamá) Las carreteras y puentes entre la ciudad portuaria de Puerto Limón y la ciudad fronteriza de Sixaola fueron destruidos. El terremoto causó un tsunami de alrededor de 3 metros de altura.
	Terremoto de Costa Rica 2012 / 5 de septiembre de 2012 / 9.996 ° N 85.318 ° O, en la Península de Nicoya, a 11 km al este de Nicoya, a 24 km tierra adentro desde el Océano Pacífico	Tipo-I_CA / PA M7.6, 15.4 km de profundidad (Gobierno de Costa Rica)	Número de víctimas mortales: 2

País	Nombre del evento / Fecha del Evento Sísmico / Epicentro	Características	Resumen de daños
El Salvador	Terremoto de El Salvador de 1982 / 19 de junio de 1982 / 13.30 ° N 89.30 ° O, Océano Pacífico a 17 km de la costa	Tipo-S_CO / CA, 6.0 (International Seismological Centre) 7.0 PAS 82 km de profundidad	Número de víctimas mortales: 8 Pérdidas totales: US$ 5 millones
	1986 terremoto de San Salvador / 10 Oct 1986 / 13.35 ° N 89.34 ° O, Pie oriental del volcán San Salvador, San Salvador.	Tipo-I_CRCA, M5.4, 7.3km de profundidad	Número de víctimas mortales: 1,000-1,500 N° de viviendas dañadas: 60.000 Pérdidas totales: US $1,781 millones.
	2001 terremoto de El Salvador / 13 de enero de 2001 / 12.83 ° N 88.79 ° O, Océano Pacífico a 16 km de la costa del Departamento de Usulután.	Tipo-S_CO / CA, M7.6, 39 km de profundidad. PGA: La Libertad -1109 gal; Santa Tecla 486 gal	Número de víctimas mortales: 844 (585 debido al deslizamiento de Las Colinas en Santa Tecla, la ciudad de Santa Tecla reportó 750 muertes o más) N° de viviendas dañadas: 108.226 Pérdidas totales: US $1,781 millones. Ubicaciones con daños viales: más de 16.000.
	2001 terremoto de El Salvador 13 de febrero de 2001 / 13.64 ° N 88.94 ° O, Cojutepeque	Tipo-I_CRCA, M6.6, 13 km de profundidad	Número de víctimas mortales: 315. La CA1 tenía el ancho total cerrado debido a unos 500 mil m³ de movimiento de suelo con la profundidad del suelo que cubre la carretera de aproximadamente 16 m
Guatemala	1976 terremoto de Guatemala / 4 de febrero de 1976 / 15.32 ° N 89.10 ° O Parte noreste del país. La ciudad más cercana fue Los Amates en el departamento de Izabal.	Tipo-I_CA / NA, M 7.5, 5 km de profundidad Falla de Motagua	Número de víctimas mortales: 23,000
	Terremoto de Guatemala 2012/4 Nov 2012 / 13.987 ° N 91.965 ° O El océano Pacífico, a 21 km de la costa, aproximadamente 35 km al sur de Champerico, una ciudad portuaria y de playa en el departamento de Retalhuleu en el suroeste de Guatemala.	Tipo-S_CO / NA, M7.4, 24.1 km de profundidad.	Número de víctimas mortales: 42. La carretera panamericana quedó dañada. El presidente guatemalteco declaró un "estado de calamidad" de 30 días para los departamentos más afectados. Posteriormente se amplió hasta el 25 de julio de 2013.

País	Nombre del evento / Fecha del Evento Sísmico / Epicentro	Características	Resumen de daños
Honduras	Terremoto de Honduras 2009 / 28 de mayo de 2009 / 16,73 ° N 86,22 ° O, justo al norte de las Islas de la Bahía de Honduras, mar Caribe, a 30 km de Port Royal Roatán	Tipo-OTF, M7.3, 10km de profundidad	Número de víctimas mortales: 7 Puente Democracia en CA13 a través del río Ulúa en El Progreso. Acceso a San Pedro Sula dañado por hundimiento / licuefacción.
	Terremoto de las Islas Cisne en 2018 / 09 de enero de 2018 / 17.469 ° N 83.520 ° O, Mar Caribe, 44 km al este de la isla Gran Cisne en la cuenca de Yucatán.	Tipo-OTF, M7.6, 10km de profundidad	Número de víctimas mortales: 0 Falla de terraplén de carretera
Nicaragua	Terremoto de Nicaragua 1972 / 12 de diciembre de 1972 / 12.18 ° N 86.22 ° O En el lado del lago Managua de la ciudad de Managua, a 28 km del centro de la ciudad.	Tipo-I_CRCA, M6.3, 10km de profundidad	Número de víctimas mortales: 4,000-11,000
	Terremoto de Nicaragua 1992 / 2 de septiembre de 1992 / 11.742 ° N 87.340 ° O, Océano Pacífico a 72 km de la costa de León	Tipo S-CO / CA, M7.7, 45 km de profundidad	Número de víctimas mortales: 116 incluidos los de Costa Rica, principalmente debido al Tsunami, que alcanzó alturas de hasta 8 metros. El tsunami llegó a 1000 metros de la línea de costa normal en Masachapa.
	Terremoto de Nicaragua 2014 / 13 de octubre de 2014 / 12.576 ° N 88.046 ° O, Océano Pacífico a 51 km de la costa del Pacífico de Nicaragua, aproximadamente 42 km al oeste-suroeste de la ciudad de Jiquilillo	Tipo S-CO / CA, M7.3, 40 km de profundidad.	Número de víctimas mortales: 3 en El Salvador

M: Magnitud. APS: Aceleración pico superficial en gal o cm/s^2

Fuente: STACAweb (www.stacaweb.org): Sistema de Alerta Temprana para Centroamérica. (Información adicional / modificada por el gobierno de cada país)

1.2 Conceptos

Clasificación de geoamenazas de carretera

Los daños por geoamenazas en carreteras en Centroamérica se clasifican como se indica en la tabla 1.3. Para simplificar la terminología, el daño vial incluye el colapso y las perturbaciones temporales del tráfico sin dañar la infraestructura vial, por ejemplo, como en el caso de las inundaciones. Esta clasificación aborda los tipos típicos de geoamenazas que afectan de manera adversa a las carreteras, categorizándolos según la combinación de ubicación, movimiento y los materiales involucrados.

La ubicación de la carretera se refiere a una parte de la carretera que se distingue geográficamente, normalmente a menos de 1 kilómetro. Las ubicaciones de taludes se clasifican en talud de lado de montaña talud del lado del valle.

El método apropiado de gestión de riesgos es diferente para cada tipo de movimiento, ubicación y material involucrado en una geo amenaza que afecta una infraestructura vial. Este manual se enfoca en los taludes con "caída o colapso de la montaña", "colapso del lado del valle" y "deslizamiento" considerando el riesgo no sísmico, como los impactos de tormenta y el riesgo sísmico.

Las geoamenazas de tipo de flujo, y las inundaciones, se tratan en otro manual, "SIECA/ COMITRAN / JICA 2016: Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para Infraestructura Vial en Centroamérica".

Tabla 1.3 Geoamenazas de carretera, por ubicación, movimiento y tipo de materiales

Ubicación y tipo de movimiento	Factores materiales				Estructuras viales (por ejemplo, puentes, terraplenes de carreteras)	Observaciones
		Suelo				
	Base	**Escombros**	**Tierra**	**Agua**		
Caída del lado de la montaña o colapso	Caída de rocas o colapso	Colapso de escombros	Colapso de tierra	N/A	Colapso de estructuras	Proporcionar procedimientos técnicos en este manual.
Colapso del lado del valle o erosión del río.	Colapso de rocas o erosión del río.	Colapso de escombros o erosión del río	Colapso de tierra o erosión del río.	N/A	Colapso de estructuras	
Deslizamiento	Deslizamiento de rocas	Deslizamiento de escombros	Deslizamiento de tierra	N/A	Deslizamiento de terraplén de carretera / cimentació	

Ubicación y tipo de movimiento	Factores materiales				Estructuras viales (por ejemplo, puentes, terraplenes de carreteras)	Observaciones
	Base	**Suelo**		**Agua**		
		Escombros	**Tierra**			
					n de puente	
Flujo	N/A	Flujo de escombros	Flujo de tierra	Inundación repentina o inundación	N/A	Proporcionar procedimientos técnicos en otro manual hidrológico / hidráulico.
Erosión subsuperficial	N/A	N/A	N/A	N/A	Erosión de la superficie de la carretera (hundimiento / asentamiento)	
Movimiento sísmico incluyendo licuefacción, tsunami.	N/A	N/A	N/A	N/A	Colapso de estructuras	

Fuente: Elaboración propia, Proyecto GENSAI Fase II JICA

Nota: Los límites de clasificación del movimiento de riesgo y los tipos de materiales son transicionales. Algunos daños involucran tipos de riesgos complejos.

Conceptos básicos de reducción de riesgos de geoamenazas de carreteras

La reducción del riesgo de geoamenazas para nuevas carreteras es evitar ubicaciones costosas para nuevos alineamientos de carreteras a través de una planificación adecuada para evitar sobrecostos, demoras en la construcción, costosas operaciones y mantenimiento. También puede ayudar a gestionar los impactos sociales y ambientales negativos de las nuevas carreteras y planificar las nuevas funciones de la carretera en coordinación con los objetivos de mitigación de geoamenazas locales.

La gestión de riesgos de geoamenazas para las carreteras existentes implica identificar y priorizar ubicaciones de carreteras importantes para planificar medidas de reducción de riesgos viables e implementar las medidas por prioridad utilizando índices de factibilidad indicativos como la relación beneficio-costo (BCR) o valor presente neto (NPV).

Estrategias para los diferentes niveles de gestión de riesgos de las carreteras

Los niveles de gestión de riesgos cambian según las estrategias viales, como se muestra en la tabla 1.4.

Tabla 1. 4 Ejemplo de estrategias de gestión de riesgos de geoamenazas de carreteras, por estrategias viales

Etapas	Medidas esperadas para	
	Carreteras estratégicamente importantes	**Carreteras ordinarias**
	Alto volumen Sin desvíos o caminos alternativos. Estratégicamente importante (por ejemplo, corredores logísticos que conectan puertos, aeropuertos con ciudades principales; logística de emergencia designada o ruta de evacuación)	Volumen bajo a medio Existencia de desvíos o vías alternas. Sin importancia estratégica
Configuración institucional	La designación como una importante vía estratégica.	Ninguna designación como vía de importancia estratégica.
Concepto	Funcionando bajo todas las condiciones climáticas.	Aceptación de la suspensión del tráfico en condiciones climáticas anormales.
Diseño / Construcción	Mayor nivel de seguridad de diseño grado de probabilidad (SDP) contra geoamenazas, utilizando un índice de factibilidad indicativo.	Nivel ordinario de seguridad de diseño grado de probabilidad (SDP) contra geoamenazas, utilizando un índice de factibilidad indicativo.
Operación y mantenimiento	Funcionalmente operativa incluso en condiciones climáticas extremas, como durante las tormentas.	El cierre temporal de la carretera es una condición previa para una gestión eficiente del riesgo de geoamenazas de carretera. Es necesario configurar un sistema de mantenimiento de recuperación eficiente (personal, maquinaria, etc.)

Fuente: Elaboración propia

Promoción de proyectos para la reducción de riesgos de geoamenazas en carreteras utilizando la consideración integrada de la reducción de riesgos no sísmicos y sísmicos

Este manual resume las tecnologías para los riesgos no sísmicos, como las tormentas y los riesgos sísmicos en los taludes de las carreteras. Los propósitos principales de este manual son promover inversiones eficientes para la reducción de geoamenazas en carreteras al proporcionar una estimación de riesgo y resultados de análisis indicativo de costo-beneficio. La mayoría de las medidas contribuyen a la reducción del riesgo por causas no sísmicas y sísmicas: medidas de protección de taludes, refuerzo de estructuras / cimientos, obras de drenaje de aguas subterráneas para la estabilidad del suelo y el sistema de información de geoamenazas viales. El efecto de estas medidas se evalúa

como el aumento en el grado de seguridad de probabilidad (SDP) en años o un período de retorno de eventos de daños por geoamenazas en una ubicación de la carretera. Los beneficios anuales de reducción del riesgo de la ubicación de una carretera se pueden estimar como el total de la reducción del riesgo no sísmico y sísmico. Las inversiones efectivas para la reducción del riesgo, tanto para riesgos no sísmicos como sísmicos, muestran una alta eficiencia de inversión y se espera que se promuevan.

El riesgo se estima como la integral de la probabilidad y la pérdida potencial debidas a eventos de daños en la carretera de una ubicación, como una pérdida anual potencial en la situación actual (ocurrencia por año).

Primero, evaluar el riesgo de una ubicación en la carretera y luego diseñar basándose en el grado de probabilidad de seguridad (SDP) como objetivo de reducción de riesgo. El SDP se expresa como probabilidad de ocurrencia en años o período de retorno (años) que es inverso a la excedencia anual de probabilidad (% / año).

Podemos calcular utilizando el diseño SDP la pérdida anual potencial con medidas planificadas (ocurrencia por año) y los beneficios anuales de reducción de riesgo como la diferencia de la pérdida anual potencial en la situación actual menos las medidas planificadas.

La tabla 1.5 muestra el objetivo de reducción de riesgo = Grado de seguridad de probabilidad (SDP) para daños no sísmicos en una ubicación de la carretera.

Tabla 1.5 Procedimiento para configurar el SDP de diseño para daños no sísmicos de una ubicación de la carretera.

Tipo de Geoamenaza	Diseño SDP para daños viales no sísmicos
Caída o colapso del lado de la montaña	(1) El SDP máximo del supuesto evento de caída o colapso con medidas diseñadas para la estabilidad del talud (por ejemplo, eliminación de geo-materiales inestables, protección del talud) o protección de la carretera (por ejemplo, barreras, refugios).
Caída o colapso del lado del valle	(2) El número esperado de años de ocurrencia de daños en la carretera se estima como la tasa anual asumida de expansión de las fallas de pendiente con medidas diseñadas en el lado del valle de la carretera. (3) El período de retorno hidrológico para eventos con medidas diseñadas donde los caudales máximos / velocidad de flujo de los geoamenazas de tipo de flujo (inundaciones, flujos de escombros, etc.) superan la capacidad de flujo / resistencia hidráulica de la corriente.
Deslizamiento	(4) La probabilidad de activación de deslizamientos obtenida de la siguiente fórmula de conversión para el Factor de seguridad de diseño (FoS) para geoamenazas del tipo deslizamientos. SDP = 500 x (FoS - 1)* donde SDP: Grado de seguridad de probabilidad (años)) FoS: Factor de seguridad como la fuerza de resistencia dividida por la fuerza de deslizamiento.

Tipo de Geoamenaza	Diseño SDP para daños viales no sísmicos
Flujo	Igual que (3) arriba

Fuente: Elaboración propia, Proyecto GENSAI Fase II JICA

Nota: (*) Dado que no existe un método estándar para convertir FoS a SDP, la fórmula fue propuesta inicialmente por el Equipo de expertos de JICA para el Proyecto GENSAI 2. Esta fórmula es una fórmula empírica propuesta a partir de casos japoneses, no obligatoria a seguir. Simplemente se establece FoS = 1.2 que es igual a 100 años de probabilidad y se establece FoS = 1 a 0 años de probabilidad. FoS = 1.2 es el objetivo común FoS para problemas de taludes de tipo de deslizamiento en carreteras arteriales principales y casos en los que ocurren deslizamientos después de que una medición es muy rara. FoS = 1.2 se asumió que era equivalente a una probabilidad de 100 años, teniendo en cuenta el hecho de que no se había verificado ningún caso de seguridad durante más de 100 años después de las medidas, se han tomado en cuenta los imprevistos sobre las condiciones naturales de diseño y calidad en la construcción.

La tabla 1.6 muestra el diseño de la aceleración pico superficial (APS) para daños sísmicos en una ubicación de la carretera. El diseño PGA se puede convertir al diseño SDP utilizando otro resultado de análisis del período de retorno PGA de una ubicación.

Tabla 1.6 Procedimiento para configurar el PGA de diseño para el daño sísmico de una ubicación de la carretera

Tipo de Geoamenaza	Diseño del PGA para daños sísmicos viales
Caída o colapso del lado de la montaña	(1) PGA crítico obtenido a partir del análisis de estabilidad de taludes sísmicos para los geomateriales objetivo de contramedidas
Caída o colapso del lado del valle	Igual que (1) arriba
Deslizamiento	Igual que (1) arriba
Flujo	(2) La PGA objetivo de contramedidas con el escenario de geo-materiales caída / colapso / deslizamiento en la corriente que resulta en una geoamenaza de tipo flujo en el cruce corriente abajo con la carretera
Movimiento sísmico incluyendo licuefacción.	(3) Contramedida objetivo PGA obtenido a partir del análisis estructural sísmico (4) Contramedida PGA obtenida de análisis de licuefacción sísmica

Fuente: Elaboración propia, Proyecto GENSAI Fase II JICA

1.3 Antecedentes

La Secretaria de Integración Económica Centroamericana (SIECA), como parte de sus gestiones, ha realizado la creación de instrumentos que ayudan a la integración técnica de los países centroamericanos, dentro de los cuales se han elaborado manuales y documentos técnicos para dicho fin, realizándolo por medio de cooperaciones con otras instituciones tanto regionales como internacionales.

Una de las instituciones con la que se han realizado estos trabajos, ha sido la Agencia de Cooperación Internacional del Japón (JICA), entidad con la cual en el 2015 se realizó el convenio para la realización del "Manual de Consideraciones Técnicas Hidrológicas e Hidráulicas para la infraestructura vial de Centroamérica" para el cual, por medio de un acuerdo del Consejo de Ministros de Transporte de Centroamérica (COMITRAN), se acordó conformar un Grupo Técnico Regional (GTR) en el cual había representación de todos los países centroamericanos para realizar la elaboración de este manual y se designó a su vez, como coordinador técnico, a la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas, Transporte y de Vivienda y Desarrollo Urbano (MOPTVDU) de El Salvador.

La elaboración del manual finalizó en febrero del 2016 y siempre con la colaboración de JICA, se realizó el proceso de difusión del mismo en todos los países, proceso que duro entre octubre del 2016 y marzo del 2017.

A partir del proceso mencionado anteriormente, se reconoció a nivel centroamericano, la necesidad de continuar con la elaboración de otros documentos técnicos en otras áreas vinculadas a la gestión de riesgo y adaptación al cambio climático de la infraestructura que compete a los ministerios de transporte de la región, por lo que, por medio del acuerdo No. 100-2017 de la XXXVIII COMITRAN, celebrada en la ciudad de San José, Costa Rica, en junio de 2017, los ministros instruyen a que SIECA busque los mecanismos y las cooperaciones necesarias para dar continuidad a la elaboración de estos documentos, además se crea por medio del acuerdo No. 104-2017 de la XXXVIII COMITRAN, la Comisión Regional de Gestión Preventiva del Riesgo y Adaptación al Cambio Climático de la infraestructura (CR-GRACC), la cual será la que dará seguimiento a estos tipos de tema.

Por lo anterior en Julio del 2018 se realiza el convenio entre JICA, SIECA y el MOPTVDU de El Salvador, para llevar a cabo el proceso de elaboración del "Manual de Consideraciones Geotécnicas y Sísmicas, con Enfoque de Gestión de Riesgo para la Infraestructura Vial Centroamericana. Tema: Taludes" a través del "Proyecto para el Desarrollo de Capacidades de la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo para el Reforzamiento de la Infraestructura Pública en El

Salvador (GENSAI II)", proyecto que está en una segunda etapa de cooperación en conjunto con el MOPTVDU a través de los técnicos de la DACGER. A partir de este convenio la CR-GRACC activa al Grupo Técnico Regional (GTR) con enfoque a temas geotécnicos, dándole la instrucción de apoyar a la realización del Manual Centroamericano por medio del acuerdo No 122-2018 de la XXXIX COMITRAN. El proceso de elaboración de este manual se llevó a cabo en las instalaciones de la DACGER, en la ciudad de San Salvador, entre julio de 2018 y febrero de 2019.

1.4 Objetivos

Objetivo general

Poner a disposición de seis países de Centroamérica (Guatemala, Honduras, El Salvador, Nicaragua, Costa Rica y Panamá) un documento técnico que defina conceptos para orientar de una manera reglamentada a los actores involucrados en la planificación, diseño y construcción de proyectos viales.

Objetivos específicos

- Contribuir a la reducción de la vulnerabilidad de la infraestructura centroamericana existente y proyectada, específicamente en el tema de taludes.

- Promover la inversión en la reducción del riesgo por geoamenazas en la infraestructura vial.

1.5 Alcances

Este manual ha sido desarrollado para ser consistente con todas las normas autorizadas y aplicadas en cada país de Centroamérica. Sin embargo, de existir inconsistentes con los estándares o normas de cada país, se debe dar prioridad a los estándares y normas de cada país.

El manual presenta una serie de lineamientos geotécnicos y criterios sísmicos que constituyen una guía conceptual y metodológica para la investigación y determinación de parámetros geotécnicos y sísmicos para la consideración técnica en el diseño y análisis de la estabilidad de taludes en carreteras y la protección de las mismas contra las amenazas de tipo geológico.

Este manual trata principalmente de carreteras con taludes adyacentes, pero la técnica también puede aplicarse para reducir la vulnerabilidad en puentes y drenajes de las obras de paso.

El manual incluye en sus anexos técnicas de administración de riesgos y evaluación de la probabilidad de eventos que generen daños en carreteras, daños potenciales, riesgos, beneficios de la reducción de riesgos y la eficacia / eficiencia del costo-beneficio.

1.6 Diagnóstico

Regional

En Centroamérica no existe una metodología sistemática, ni normativa específica para la regulación del análisis de estabilidad de taludes en materia de obras de infraestructura vial y obras de paso.

En la formulación de los términos de referencia, para obras de construcción de proyectos que incluyen la reducción de riesgo de vulnerabilidad vial, Guatemala y El Salvador no cuentan con un documento de referencia para establecer estos criterios que evalúen los parámetros geotécnicos en la construcción de carreteras, obras de paso de carreteras y taludes. Además, Guatemala, Nicaragua y Panamá no han desarrollado un manual de especificaciones estándar para la construcción de carreteras, pero se refieren al Manual Centroamericano de Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales; 2001, 2da Edición; 2004.

En todos los países de América Central, la ratificación de los permisos del plan de construcción para la licencia ambiental y la viabilidad de inversión para las obras viales dependen de otras instituciones, además de los Ministerios de Transporte. Sin embargo, instituciones geotécnicas especializadas que realicen la revisión y aprobación en la ratificación de proyectos de construcción, hasta la fecha, no existen.

Todos los países tienen mapas topográficos y mapas geológicos en la escala menos detallada de 1:250,000 para sus territorios; se necesita una escala de 1:50,000 o más detallada para cubrir todos los territorios. Las fotografías aéreas existen a escala 1:20,000. Toda esta información es esencial para los estudios de reducción de vulnerabilidad vial. Los miembros de GTR de El Salvador y Guatemala, confirmaron que tienen un inventario de daños recientes en las carreteras causados por eventos climáticos y daños por terremotos y volcanes en cierta medida.

A excepción de Costa Rica, que tiene un departamento de geología para levantado e interpretación de información de campo, el resto de los países miembros no tienen ningún formato para ingresar y almacenar datos sobre sus características litológicas, incluidas las estructuras geológicas obtenidas a través del reconocimiento de campo.
Todos los países tienen criterios geotécnicos, incluidos los de riesgo sísmico para la construcción de carreteras y puentes. Solo Nicaragua tiene pautas geotécnicas relacionadas con el cambio climático en una publicación llamada "Guía geotécnica con enfoque en el cambio climático" que se imprimió en el año 2017.

Cada país tiene una consideración especial de los problemas geotécnicos causados por eventos climáticos y han adoptado medidas como: sistema de drenaje adecuado, protección contra la erosión, corte de taludes para un ángulo estable y mejora de los geo-materiales.

La necesidad de este manual surge de una metodología de evaluación que considere el cambio climático para taludes, puentes y estructura de carreteras. La evaluación contiene tres fases básicas: estudio geológico básico, exploración geotécnica y análisis de estabilidad de taludes.

En la región, no existe una capacidad técnica para evaluar las pérdidas reales / potenciales en las carreteras, incluidas las pérdidas de tránsito u otras indirectas, así como los beneficios de reducción de riesgos mediante medidas proactivas.

Nacional

La tabla 1.7 muestra una lista de documentos provistos por los países, así:

Costa Rica desarrolló manuales y los complementó con especificaciones para construcción de carreteras / puentes, código de cimentación, lineamientos para diseño sísmico para puentes, código geotécnico de puentes.

Guatemala contempla en sus lineamientos, el impacto ambiental sin consideraciones al cambio climático; para ensayos geotécnicos utiliza normas internacionales, existe una asociación privada de ingeniería Estructural y Sísmica, también cuentan con una sociedad geológica donde tienen conocimiento del procedimiento geotécnico en carreteras, pero no se ha formulado un manual para los usos de planificación y diseño para obras públicas.

El Salvador está utilizando los manuales centroamericanos de SIECA para carreteras y puentes, pero estos documentos no se incluyen en la planificación y diseño de medidas para problemas geotécnicos de taludes. Se utiliza la norma técnica para el diseño de terremotos del 1997, pero esta tiene 20 años de antigüedad por lo que no contempla la experiencia reciente de daños sísmicos en la región.

Honduras tiene un manual con especificaciones generales para la construcción de caminos, utilizan normas internacionales aplicables a ensayos, no cuentan con una guía geotécnica específica aplicable a carreteras, puentes y taludes.

Nicaragua en sus especificaciones técnicas para la construcción de carreteras no detalla el análisis geotécnico, incluida la sección NIC-2000 sobre excavaciones y movimientos de tierra.

Panamá se encuentra en el proceso de actualizar la regulación estructural basada en los últimos modelos de diseño, considerando las cargas combinadas que pueden afectar una estructura, los requisitos sísmicos, etc. Por el momento no se tiene cuáles serán las pautas por lo que no está establecido si incluyen una investigación geotécnica y/o criterios de diseño. Pero han formulado el manual para la aprobación para la implementación de proyectos llamado "Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la revisión de planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles y drenajes pluviales de acuerdo a lo exigido en el Ministerio de Obras Públicas".

Tabla 1.7 Información proporcionada por los países

País	Documentos	Autor
Costa Rica	Manual de especificaciones generales para la construcción de carreteras, caminos y puentes; 2010	Ministerio de Obras públicas y Transportes (MOPT)
	Código de cimentaciones de Costa Rica, Primera Edición; 1994, Segunda Edición; 2009	Asociación Costarricense de Geotecnia. Comisión Código de Cimentaciones de Costa Rica
	Lineamientos para el diseño sismorresistente de puentes; 2013	Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica; Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica
	Código Geotécnico de Taludes y Laderas de Costa Rica, primera edición; 2015	Asociación Costarricense de Geotecnia, Editorial Tecnológica de Costa Rica
Guatemala	Base de Licitación Pública Nacional e Internacional No. DGCYT-2; 2003	Gobierno de la República de Guatemala, Ministerio de Comunicaciones, Infraestructura y Vivienda
	Estudios Geotécnicos y de Microzonificación NSE 2.1-10	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica: AGIES
	Normas de Seguridad Estructural para la República de Guatemala, NSE 2.1; 2018	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica: AGIES
	Movimientos de Ladera en Guatemala	Instituto Geográfico Nacional: IGN
	Mapa Geológico de Guatemala	Instituto Geográfico Nacional: IGN
	Geotecnia y diseño estructural del pavimento	Sociedad Geológica de Guatemala: SGG
El Salvador	Manual Centroamericano de Especificaciones para la construcción de carreteras y puentes regionales; 2001, 2da Edición; 2004	USAID, SIECA, COMITRAN
	Manual Centroamericano de Gestión del Riesgo en Puentes; 2010	CEPREDENAC, AECID, SIECA
	Guía básica para elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos; 2006	Secretaría de Gobierno, SEGOB, México; CENAPRED
	Norma Técnica para Diseño por Sismo; 1997	Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos, ASIA

País	Documentos	Autor
	Manual de Obras de Protección en Taludes	GENSAI , MOPTVDU, JICA
	Manual para el monitoreo de deslizamientos	GENSAI , MOPTVDU, JICA
Honduras	Diseño de Pavimentos y mantenimiento de caminos (Tomo IV); 1996	Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, transporte y Vivienda.
	Especificaciones generales para la construcción (Tomo V); 1996	Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, transporte y Vivienda.
	Normas internacionales aplicadas a ensayos	Resumen
Nicaragua	Guía Geotécnica (Con enfoque al cambio climático); 2017	Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua
	Mapas Topográficos de Nicaragua	Instituto geográfico nacional
	Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos, Calles y Puentes; 2000	Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua
	Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07; 2007	Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua
	Puntos Vulnerables identificados en la Red Vial de Nicaragua	Varias instituciones
	Términos de Referencias para Estudios y Diseños a Manera de ejemplo; 2000	Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua
	Especificaciones Técnicas para proyectos de construcción (2 archivos de ejemplo); 2000	Ministerio de Transporte e Infraestructura de Nicaragua
Panamá	Reglamento estructural de Panamá; 2014	Junta técnica de Ingeniería y Arquitectura, 2014
	(Licitación) Diseño y Construcción para la Rehabilitación de la Circunvalación de Pese-Bahía Honda-el ciruelo pese y camino Rincón Hondo-el Bancola Esquiguita provincia de Herrera; 2018	Ministerio de Obras Públicas de la República de Panamá
	Manual de Requisitos y Normas Generales actualizadas para la revisión de planos, parámetros recomendados en el diseño del sistema de calles y drenajes pluviales de acuerdo a lo exigido en el Ministerio de Obras Públicas.	Ministerio de Obras Públicas -Dirección Ejecutiva de Estudios y Diseño Departamento de Revisión de Planos.

Fuente: Elaboración propia



CAPÍTULO 2

ACTIVIDADES PRELIMINARES A ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

CA-1. Los Chorros, Colón, La Libertad, El Salvador

ACTIVIDADES PRELIMINARES A ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

La investigación preliminar a un estudio geotécnico es importante para la formación de criterios sobre las condiciones y características litológicas, hidrológicas, hidrogeológicas y sísmicas que un profesional o contratista debe conocer antes de consensuar un proyecto, esto ahorra tiempo y recursos futuros.

En este apartado se abordan temas relacionados a los estudios previos y de viabilidad así como del anteproyecto de un estudio geotécnico, especifica trabajos de investigación geológica y geotécnica, detalla criterios que el proyectista debe tomar en cuenta en la planificación de proyectos que incluya taludes y/o laderas en carreteras y orienta sobre los documentos que el profesional puede consultar al realizar un análisis geotécnico, documentos que le permitan formarse criterios para el reconocimiento superficial del área de interés.

La información documental y la visita de campo forjará detalles sobre unidades litológicas y sus características, mediciones aproximadas, ubicación de corrientes, posibles movimientos en masa.

Se presenta someramente el contenido de mapas geoestructurales con el fin de perseguir una idea cinemática rápida en la interpretación de mapas y relación con las unidades aflorantes en la visita de campo. El uso de herramientas como el Sistema de Información Geográfica (GIS), el uso de los GPS para la georeferenciación de puntos de interés son otros temas descritos, seguidamente de los tipos de pruebas que se pueden realizar en campo y la distribución espacial.

Se presentan limitantes como la inexistencia de criterios unificados en los países centroamericanos en la realización de los ensayos de campo, distanciamiento de las pruebas, profundidad y descripción de los horizontes en construcción de carreteras nuevas y existentes.

La tabla 2.1, muestra las fases previas a estudios geotécnicos, comprendidas en estudios previos y de viabilidad y anteproyecto.

Tabla 2. 1 Fases previas a estudios geotécnicos

Fases antes del proyecto	Actividades características	Trabajos de investigación geológico-geotécnicos
Estudios previos y de viabilidad	Visita y reconocimiento previo de campo	– Reconocimiento de suelos y rocas. – Fallas y estructuras. – Datos hidrológicos, drenaje. – Geomorfología, estabilidad de laderas, subsidencias, hundimientos, inundaciones, etc. – Problemas geoambientales. – Accesos y situación de investigaciones in situ.
	Revisión de información	– Topografía y relieve. – Hidrología e hidrogeología. – Mapas geológicos regionales. – Historia geológica. – Sismicidad y otros riesgos geológicos.
	Foto-interpretación	– Fotografías aéreas y teledetección. – Geomorfología. – Litologías y estructuras. – Riesgos geológicos. – Cartografías geológicas de síntesis.
Anteproyecto	Cartografía geológica-geotécnica (escala 1:5,000 – 1:10,000)	– Litoestratigrafía y estructura. – Geomorfología e hidrogeología. – Clasificación y propiedades de los materiales.
	Datos hidrológicos-hidrogeológicos	– Identificación de zonas inundables, Kársticas, de encharcamiento, de escorrentía, etc. – Regionales y locales.
	Investigaciones geotécnicas básicas[1]	– Sondeos y calicatas. – Prospección geofísica. – Ensayos de laboratorio.
[1] Investigaciones básicas: se refieren a sondeos espaciados y ensayos de identificación, principalmente.		

Fuente: González, 2002.

2.1 Criterios a tomar en cuenta por el proyectista antes de la planificación de la carretera

Antes de la planificación de la carretera debe considerarse el comportamiento mecánico de los suelos y de las rocas, el conocimiento de las técnicas de investigación del subsuelo, tanto mecánicas como instrumentales y geofísicas, así como los métodos de análisis del terreno, en la tabla 2.2 se enumera una secuencia general de criterios a considerar.

Para concebir el desarrollo completo, deben definirse tres tipos de modelos:

Modelo geológico, involucra las unidades litológicas del área por estudiar y estructuras con interpretación cinemática, además de definir zonas meteorizadas, descripción de discontinuidades, caracterización del macizo rocoso e hidrología. Generalmente requiere de sondajes a distintas profundidades dependiendo el objetivo que se pretenda alcanzar. Se representa en cortes de dos dimensiones o tres dimensiones.

Modelo geomecánico, tiene como base el modelo geológico. Consiste en la interpretación de la deformación de los suelos y las rocas en las unidades presentes del área de interés. Hace una clasificación en relación a las características de las estructuras, del estado tensional y de la resistencia. Debe incluirse criterios de roturas.

Modelo geotécnico de comportamiento, representa la respuesta del terreno durante la construcción y después de la misma.

Tabla 2. 2 Criterios a tomar en cuenta por el proyectista antes de la planificación de la carretera

Item	Criterios
1	Identificación de materiales y procesos en el trazo del proyecto.
2	Definición de la geomorfología, estructura, litología y las condiciones del agua superficial y subterránea.
3	Condiciones geológica-geotécnica del subsuelo.
4	Distribución espacial de los materiales, estructuras y discontinuidades.
5	Condiciones hidrológicas, tensionales y ambientales. Caracterización de las propiedades geomecánicas e hidrológicas.
6	Caracterización de los materiales geológicos utilizados en la construcción, extracción y trabajo de protección medioambiental.
7	Comportamiento geológico-geotécnico bajo las condiciones del proyecto.
8	Evaluación del comportamiento mecánico e hidráulico de los suelos y macizos rocosos. Predicción de los cambios de las anteriores propiedades con el tiempo.
9	Determinación de los parámetros que deben ser utilizados en los análisis de estabilidad para excavaciones, estructuras de tierra y cimentaciones.
10	Análisis de las condiciones del terreno para definir la mejor estabilización frente a filtraciones, asientos, inestabilidad de taludes, desprendimientos, etc.
11	Consideraciones frente a riesgos geológicos e impactos ambientales.
12	Verificación del procedimiento implementado.

Fuente: Adaptado de González, 2002

2.2 Reconocimiento superficial del tramo dónde se plasmará la obra de ingeniería

El objetivo de realizar una visita y reconocimiento previo de campo es levantar toda aquella información que permita realizar un estudio geotécnico idóneo a las condiciones del sitio y que permita obtener la información complementaria que se requerirá para realizar el proyecto que se está planificando.

2.2.1 Identificación del tramo y zona de estudio

De acuerdo a criterios básicos para estudios geotécnicos de carreteras, Secretaría de Estado de Obras Públicas, República Dominicana, deberá identificarse en el lugar el tramo donde se proyecta realizar la obra de ingeniería para luego definir un área de estudio, la cual, deberá cubrir una zona amplia a ambos lados del posible trazado. El ancho de la zona de estudio deberá permitir identificar las unidades geomorfológicas de la zona, tales como:

- Cauces
- Conos de eyección (abanicos coluviales)
- Desprendimientos
- Laderas agrietadas
- Laderas deslizantes
- Pantanos
- Zonas inundables
- Nivel freático alto
- Materiales de construcción para la vía, y otros

2.2.2 Reconocimiento Geológico

El reconocimiento geológico de superficie deberá incluir como mínimo:

- Descripción visual de los diferentes tipos de rocas que afloren
- El grado de meteorización de dichas rocas
- Zonificación de familias de diaclasas en taludes
- Fallas y defectos de las rocas
- Descripción visual de los diferentes tipos de suelo

2.2.3 Mediciones aproximadas en campo

En campo se debe tomar mediciones y prestar atención a ciertas consideraciones las cuales se muestran en la tabla 2.3, muestra en categorías las áreas que puede el profesional obtener información aproximada en las visitas de campo.

Tabla 2. 3 Mediciones aproximadas en campo

Categoría	Factores		Mediciones			
Características del talud		Altura	0 a 5 m	5 a 10 m	10 a 20 m	>20 m
		Mantenimiento/ limpieza	Menor	Moderado	Alto	Muy alto
	Ángulo	Suelo	<30°	30°≤ ángulo ≤40°	40°≤ ángulo ≤60°	>60
		Roca	Categoría <2	2≤ ángulo ≤4	4≤ ángulo ≤8	>8
		Irregularidades	Ninguno	Menor	Moderada	Mayor
		Tipo de sección del corte	Cajón	Cajón con fallas en pavimento	Balcón	Balcón con fallas en pavimento
		Área de captación de caídos	Clase 1. 95% al 100 %	Clase 2. 65% al 94%	Clase 3. 30% al 64%	Clase 4. <30%
	Vegetación	Cuerpo	Poblado/ arbusto	Poblado/ herbáceo	Semidesnudo/ herbáceo	Desnudo
		Corona	Poblado/ arbóreo	Poblado/ arbustivo, semidesnudo/ arbóreo	Poblado/ herbáceo, semidesnudo/ arbustivo.	Desnudo, semidesnudo / herbáceo
Clima		Precipitación media anual (mm)	≤ 200	200≤ precipitación ≤500	500≤ precipitación ≤850	>850
		Infiltración/ agua presente	Sin humedad	Húmedo/mojado	Goteando	Agua escurriendo
Geología	Rocas sedimentarias	Socavación en el pie de cada capa	0 a 0.3	0.3 a 0.6	0.6 a 1.5	> 1.5
		Grado de interestratificación	1 a 2 interestratos débiles < 15 cm	1 a 2 interestratos débiles > 15 cm	Más de 2 interestratos débiles < 15 cm	Más de 2 interestratos débiles > 15 cm
		Formación de canales	Profundidad d ≤ 5 cm	5≤profundidad ≤10	10≤profundidad d≤20	Profundidad >20 cm
			Ancho ≤2 cm	2≤ancho≤5 cm	5≤ancho≤10 cm	Ancho > 10 cm
			Muy separados	Muy continuos	Muy continuos	Muy continuos
	Rocas cristalinas	Tipo de roca	Homogénea/macizo	Pequeñas fallas/venas fuertes	Esquistos/zona de cizallamiento < 15 cm	Pegmatitas débiles/micas/ zona de cizallamiento > 15 cm
		Grado de salientes	0 a 0.30	0.30 a 0.60	0.60 a 1.20	> 1.20
		Grado de erosión	Reciente	Desgastado/decolorado	Ligeramente alterado/atenuado	Alterado
	Discontinuidad	Tamaño de bloques (m^3)	<0.30/<0.50	0.30 a 0.60/<0.5 a 20	0.60 a 1.50/<2 a 6	>1.50/>6
		Grupo de discontinuidades	1	1 aleatorio	2	> 2

Categoría		Factores		Mediciones			
			Persistencia/ orientación	<3m/buzamiento hacia dentro del talud	>3m/buzamiento hacia dentro del talud	<3m/orientación hacia la carretera	>3m/orientación hacia la carretera
			Abertura (mm)	Cerradas	0.1 a 1	1 a 5	>5
			Condiciones de erosión	Reciente	Desgastado/decolorado	Rellenas de material granular	Rellenos de material arcilloso
			Fricción	Rugosa	Ondulada	Planar	Planar lisa
	Bloques	Tamaño del bloque (m)		<0.30	0.30 a 0.60	0.60 a 1,50	>1.50
	Bloques	Forma del bloque		Tabulares	Cúbicos	Cúbicos angulares	Redondas lisas/planas con inclinación hacia la vía
	Bloques	Deslizamientos/ desplazamientos		Agrietamientos en la corona del talud	Agrietamientos y hundimientos notables	Acumulación del material en el pie del talud	Deformación en forma de gradas
	Suelos residuales	Perfil de meteorización		Horizonte B-C	Horizonte B	Horizonte A-B	Horizonte A
	Suelos residuales	Escurrimiento superficial		Formación de torrentes pequeños	Menos de ½ de corte presenta torrentes y canales	Más de un medio de corte presenta torrentes y canales	Desprendimiento y concentración de sólidos de arrastre en el pie
	Suelos residuales	Contacto suelo sobre roca		Presencia de rocas fracturadas en menos de la cuarta parte del talud	Salientes de roca cúbica con tamaño de 30 a 60 cm	Rocas con superficie de fricción ondulada	Rocas con superficie de fricción planar lisa

*Fuente: Propuesta de indicadores para la gestión de taludes de corte y terraplén. Garnica y otros, 2017.

2.2.4 Ubicación de corrientes permanentes, intermitentes y efímeras

La medida de la posición de un arroyo (definido como el segmento de tributarios sucesivos) dentro de la jerarquía de la red de drenaje, es la base para el análisis cuantitativo de la red.

Los arroyos más pequeños permanentes son llamados de primer orden, dos corrientes de primer orden se unen para formar una de segundo orden, dos corrientes de segundo orden se unen para formar corrientes de tercer orden y así sucesivamente, ver figura 2.1. Pequeñas corrientes de entrada a una secuencia de orden mayor no cambian su número de orden, Strahler, 1964.

Las corrientes efímeras se ubican en la parte más alta de la cuenca hidrográfica y a medida que desciende la pendiente de la cuenca y el nivel freático se localiza por debajo del cauce es una corriente intermitente; las corrientes permanentes se ubican en la parte baja de la cuenca hidrográfica y el nivel freático se localiza por arriba del fondo del cauce.

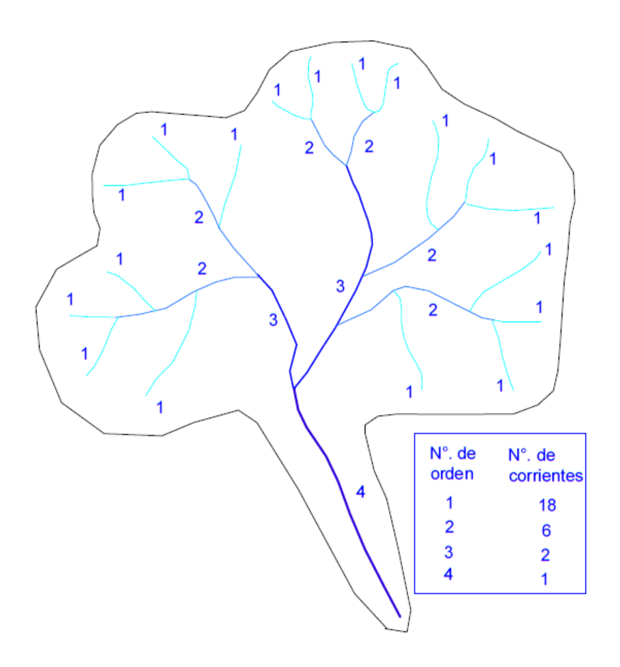


Figura 2. 1 Ubicación de corrientes de primero, segundo y tercer orden.
Fuente: https://es.slideshare.net/lviasusviasus/cuencas-reconocimiento

Para comprender mejor cada uno de los tipos de corrientes se define a continuación cada una de ellas:

La corriente efímera, es aquella que sólo lleva agua cuando llueve e inmediatamente después.

La corriente intermitente, es la que lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época lluviosa; su aporte cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

La corriente permanente, contiene agua todo el tiempo, ya que aún en época de sequía es abastecida continuamente, pues el nivel freático siempre permanece por arriba del fondo del cauce.

2.2.5 Identificación de sitios de movimientos en masa

Por movimiento en masa se entiende el desplazamiento del terreno que constituye una ladera o un talud, hacia el exterior del mismo y en sentido descendente.
La clasificación de movimientos en masa con la perspectiva en ingeniería descrita por, J. Montero, 1991 se puede ver en las tablas 2.4 y 2.5.

Tabla 2. 4 Desplazamiento en masa[1]

Reptamiento	En roca	En suelo	En talud	En suelo
Deslizamiento	Traslacional (bloques, cuñas)	Rotacional/Traslacional	Traslacional/Rotacional	
Propagación lateral	En roca			En suelo
Desprendimiento	Volcamiento, caída, saltamiento, rodamiento.			
Escurrimiento		Derrumbes o colapsos		
Subsidencia	Hundimientos asociados a excavaciones subterráneas o descenso del nivel freático.			

[1] Su comportamiento obedece esencialmente las leyes mecánicas de sólidos.

Fuente: J. Montero, 1991

Tabla 2. 5 Transporte en masa[2]

Flujo		De detritos o de lodos	Detritos, lodos o tierras
Avalancha	De rocas	De rocas o detritos	De detritos
Varnes	Rocas	Rocas y detritos	Detritos y tierras

[2] Su comportamiento obedece esencialmente las leyes de la hidráulica y mecánica de fluidos; transición entre la erosión hídrica y los desplazamientos en masa.
Fuente: J. Montero, 1991

A continuación, se describen una serie de criterios que pueden ayudar a identificar sitios con posibles movimientos en masa:

Taludes escarpados

La causa más común de derrumbes de taludes escarpados es el deslizamiento a lo largo del contacto con la roca de suelos residuales o coluviales. El material intemperizado o suelto no se puede mantener con la misma pendiente que la roca, una lluvia o corte al pie del talud puede activar el deslizamiento de la roca suprayacente, figura 2.2.

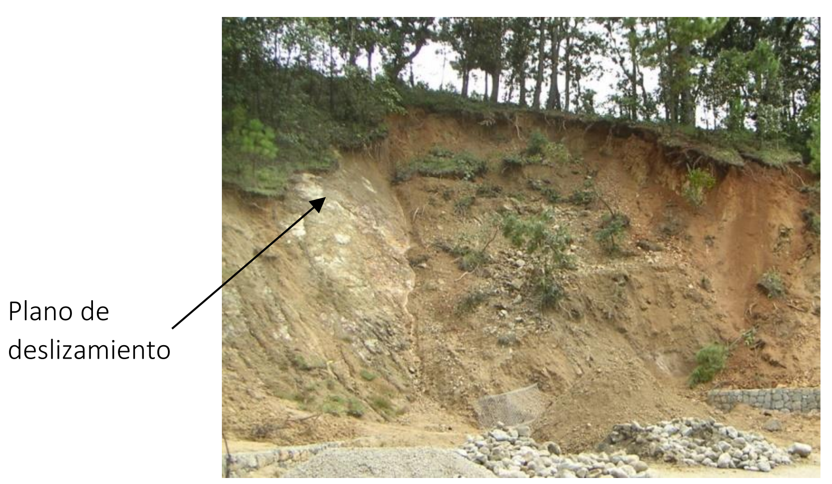


Figura 2.2 Muestra un plano de roca parcialmente intemperizada con deslizamiento de suelo a lo largo del contacto.
Fuente: Aguacatán, Guatemala

Áreas de concentración de drenaje y filtración

En una cuenca hidrográfica, la parte más alta formada por tributarios efímeros es la zona donde mayor número de corrientes existe, a medida baja el nivel topográfico de la cuenca el número de corrientes disminuye y aumenta el orden, pasando de corrientes intermitentes a permanentes. La figura 2.3 representa una serie de canales de corrientes efímeras en la parte alta de la cuenca hidrográfica interrumpidas por el paso de una carretera. La figura 2.4 muestra grietas de tracción deslizándose pendiente abajo debido a la filtración del suelo, saturación, presión hidrostática y aumento de peso del suelo.



Figura 2.3 Concentración de drenaje en corte de carretera.



Figura 2.4 Grietas de tracción producto de filtración y presión hidrostática. Tomada en carretera CA-14 Guatemala

Fuente: http://www.estechareproducciones.com/imagen/gunitados-taludes-, concencarreteras.jpg

Áreas de concentración de fracturas

La calidad del macizo rocoso está relacionada con la cantidad de fracturas que presente, un macizo rocoso de calidad muy mala es aquel que presenta numerosas juntas intensamente meteorizadas con rellenos (Figura 2.5). El espaciado es menor a 0.05 m, brechas con rellenos arcillosos y un RMR (rock mass rating) igual a 3; Hoek y Brown, 1998.



Figura 2.5 Concentración de fracturas en talud de corte en carretera.
Fuente: Aguacatán Guatemala, km 348 +440 RN7W

Pendientes fuertes

Se considera una pendiente extremadamente fuerte cuando su inclinación es mayor de 55% ocasionando procesos de denudación fuerte (desprendimiento de rocas o parte superficial del terreno), Mora y otros, 1992. O es susceptible cuando el suelo tiene un ángulo de fricción efectivo mayor a 30°; Bieniawski, 1989. Las figura 2.6 y 2.7 muestra casos en carreteras con fuerte pendiente que han tenido desprendimiento de material.



Figura 2. 6 Camino CPA-Cope- Marta, Distrito de la Pintada, Provincia de Coclé, Panamá Km 2+500



Figura 2. 7 Calles en Aguacatán Guatemala km 343 + 380 RN7W.

Estructuras con buzamiento a favor de la pendiente

Para medir un plano estratigráfico se toma como referencia el Norte ya sea de 0° a 360° (ejemplo: N 64°, N125°, N240°) o bien desde el Norte 0° a 180° e indicando la dirección en la que se mide, Oeste (O) o Este (E) (ejemplo: N37°E, N150°O).

El buzamiento de un plano ya sea: estratificación, diaclasa o plano de falla, es la línea de máxima pendiente en dicho plano, figura 2.8 (perpendicular a la dirección del plano) y un plano horizontal, medido sobre un plano vertical. Ver figura 2.9 para ver diferencia entre buzamiento real y buzamiento aparente.

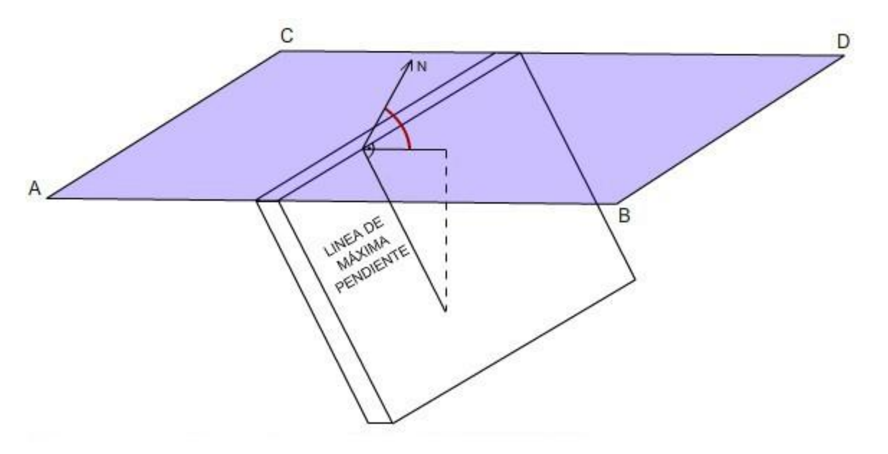


Figura 2.8 Indica la línea de máxima pendiente de un plano estructural

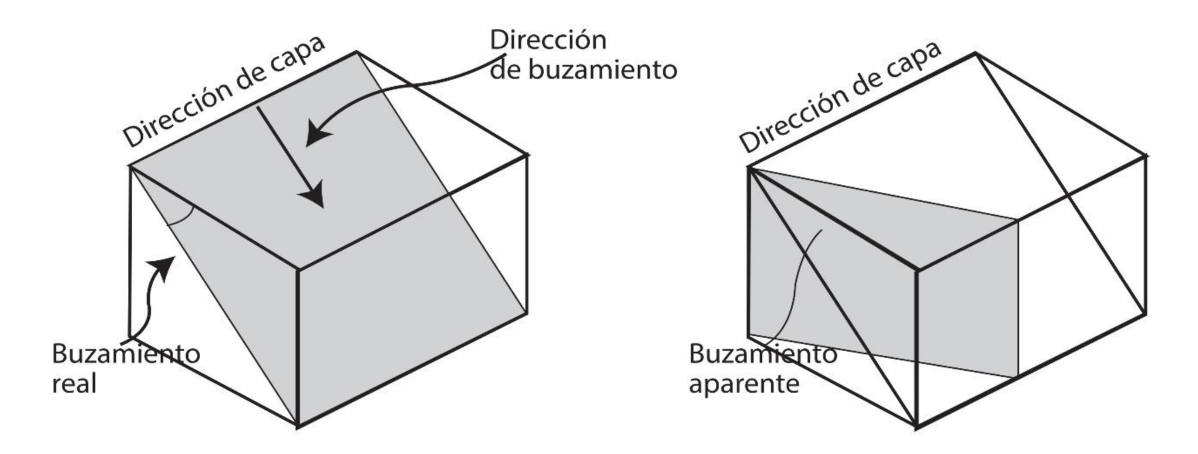


Figura 2.9 Buzamiento real y buzamiento aparente.
Fuente: es.slideshare.net/georgehsterling/geologia-estructural-orientacion-de-estructuras

2.3 Investigación Documental

La investigación documental es una parte fundamental para el conocimiento, análisis y procedimiento previo a la construcción de una obra vial. A través de documentos que reflejan la geología, hidrología, topografía, geomorfología, estructuras, e historia de la zona, entre otras; el profesional puede conocer teóricamente algunas condiciones del sitio y formularse criterios empíricos de las características que contiene la zona en particular, lo cual es básico en el desarrollo del trabajo.

Debido a la importancia que presenta la información cartográfica en la investigación documental, se hace una ampliación conceptual de diferentes tipos de mapas que pueden aportar información para el diseño de la campaña geotécnica.

2.3.1 Mapas temáticos

Son mapas basados en mapas topográficos que representan cualquier fenómeno geográfico de la superficie de la tierra. Persiguen objetivos bien definidos. Hacen referencia a la representación de ciertas características de distribución, relación o regionalización de objetos reales (suelos, geología, vegetación, etc.) o de conceptos abstractos.

Para representar variables numéricas utilizan todo tipo de recursos visuales, como superficies de distintos colores o tramas, flechas para indicar el movimiento de un fenómeno (flujos, a veces tienen un grosor proporcional a su magnitud), el trazado de líneas que unen puntos de igual valor (isolíneas), círculos no símbolos de tamaño proporcional al valor numérico.

Mapa superficial con clasificación de suelos y rocas

La delimitación y cartografía de unidades de rocas o suelos "homogéneos" en cuanto sus propiedades físicas y mecánicas, como la resistencia, deformabilidad, durabilidad, permeabilidad, etc., se realiza en basa a las propiedades geológicas de mayor relación con las propiedades geotécnicas. La composición mineralógica y la litología están directamente relacionadas con la densidad y plasticidad de los suelos. En las rocas la composición determina la dureza, resistencia, alterabilidad, etc. La textura y estructura mineralógica son también aspectos que proporcionan información sobre el comportamiento mecánico de los materiales en relación con la porosidad y la densidad. Las condiciones hidrogeológicas aportan información sobre la consistencia de los suelos y sobre las condiciones de alteración en los suelos y rocas. En el caso de macizos rocosos, la frecuencia, distribución y tipo de discontinuidades, el grado de fracturación y el grado de alteración o meteorización proporcionan información sobre la resistencia, deformabilidad y permeabilidad. Gonzales y otros, 2002.

Los parámetros geotécnicos a representar en las cartografías geotécnicas, siempre en función de la escala y finalidad del mapa, de la información y datos disponibles son:

- Densidad
- Porosidad
- Consistencia y actividad
- Permeabilidad
- Resistencia a la compresión simple y a la tracción
- Parámetros resistentes
- Deformabilidad
- Durabilidad o alterabilidad

Además, en los mapas específicos, bien temáticos o integrados, se incluyen otras propiedades y aspectos geotécnicos según las aplicaciones perseguidas.

Condiciones hidrogeológicas: Aportan información sobre la consistencia de los suelos y las condiciones de alteración en suelos y rocas. En el caso de macizos rocosos, la frecuencia, distribución y tipo de discontinuidades, el grado de fracturación y el grado de alteración o meteorización proporcionan información sobre la resistencia, deformabilidad y permeabilidad. Los aspectos hidrogeológicos son de gran importancia en mapas geotécnicos que se inclinan hacia la planificación y uso del territorio, explotación de recursos hídricos y otras obras que guarden relación con estas condiciones.

Los datos hidrogeológicos en los mapas geotécnicos prevén cambios hidrogeológicos y aportan información para controlar dichos cambios. Entre los más importantes se estudian: distribución del agua y contenido de ella en los materiales, lagos, ríos, acuíferos confinados, permeabilidad, calidad del agua, etc.

Condiciones Geomorfológicas: En la aplicación geotécnica se necesita información geomorfológica para desarrollar mapas geotécnicos, los cuales resultan de gran importancia en lo referente a la caracterización física del territorio, aportando información sobre procesos útiles en las obras de ingeniería, tales como: topografía, elementos del relieve, origen evolución y edad de los elementos geomorfológicos, relación con la hidrogeología, predicciones de procesos de erosión, movimiento de laderas, etc.

Procesos Geodinámicos: En los mapas geotécnicos se debe incluir el carácter dinámico del medio geológico aportando información sobre procesos dinámicos externos e internos:

- Localización y extensión de los procesos
- Edad
- Límites y rasgos morfológicos y asociados
- Condiciones, causas y factores condicionantes
- Previsiones de procesos potenciales

Con relación a los procesos geodinámicos, los riesgos geológicos representan un papel de gran importancia ya que pueden afectar a zonas pobladas, infraestructuras y construcciones.

2.3.2 Mapas estructurales

Este tipo de mapas son la representación en un plano de las diferentes morfologías presentes en el terreno

Relieve

El relieve comprende el conjunto de formas presentes en el terreno, elevaciones y depresiones y sus diferentes relaciones laterales. Son componentes del relieve, las montañas, los valles, las planicies, los taludes y demás elementos que conforman el paisaje natural. Es importante resaltar que el relieve involucra tres dimensiones equivalentes en concepto al largo, ancho y alto de cualquier objeto regular, cada una de esas dimensiones puede ser relacionada con un plano que es perpendicular a los otros dos.

Planos de referencia

Se ha aceptado universalmente utilizar dos planos verticales y uno horizontal para las representaciones gráficas de los cuerpos. Estos planos se interceptan uno a uno; y en un punto denominado "origen", se interceptarán los tres. Las líneas de intersección plano a plano, conforman ejes de giro (ejes cartesianos) que sirven de referencia lineal, es decir, para medir valores relativos a las diferentes dimensiones.

Topografía

La topografía comprende el conjunto de técnicas de medición y representación de áreas de la superficie terrestre. La forma de representación que utiliza la topografía es el mapa topográfico, el cual es básicamente la proyección acotada de los terrenos con algunas especificaciones concernientes a las necesidades para las cuales se realiza. Un mapa topográfico es el que expresa la forma, dimensiones y distribución de los rasgos morfológicos de la superficie terrestre. Tales rasgos se clasifican en tres grupos; a) relieve, incluyendo colinas, valles, llanuras; b) hidrografía, que comprende mares, lagos, ríos, canales, marismas, etc.; y c) obras y construcciones, incluyendo ciudades, ferrocarriles, vías, etc.

En el mapa topográfico, se representan puntos que están sobre la superficie de La Tierra; por consiguiente, las coordenadas son geográficas y están referidas a los planos norte-sur y este-oeste principales del planeta. La altura o cota es la distancia vertical hasta el nivel del mar y su valor se escribe acompañando la localización, en un cuadrado al pie del mapa o en un ángulo del mismo, denominado la leyenda.

Cortes y perfiles

La distancia horizontal total en un mapa topográfico, dependerá de la "pendiente" del terreno, entendiéndose como tal, el ángulo m formado por la línea que une dos puntos A y B en el terreno con la horizontal. He aquí un concepto que vincula distancia horizontal entre dos puntos y diferencia de altura entre ellos. La determinación de la pendiente en el mapa, arroja una información útil en cuanto a lo abrupto del terreno, lo cual es de suma importancia en obras civiles y específicamente en construcción de carreteras.

Cartografía geológica

Los principales elementos a mostrar en un mapa geológico: Título y escala, coordenadas UTM y longitud y latitud, flecha del norte (escala gráfica), unidades litológicas y símbolos geológicos y tectónicos, símbolos topográficos ejemplo: ríos, nombre de los autores, lugares del trabajo, fecha del mapeo, leyenda, simbología general del mapa geológico, bloque diagrama de las unidades litológicas (3D).

2.3.3 Mapas Geoestructurales

La finalidad de este tipo de mapas es georeferenciar aquellas estructuras como planos de fallas, orientaciones de estratificación, discordancias, pliegues, etc. que cambian el comportamiento de las rocas o suelos puntual o prolongado. Es básico en la planificación de muestreo y ensayos de laboratorio, mejora el criterio al profesional para determinar las zonas de mayor resistencia y zonas donde requiere intervención a través de fortalecimiento del suelo o roca inestable.

Se incluyen una serie de trazados que representan fallas, se resaltan rasgos geomorfológicos principales ya sea un graben o una estructura en flor (estructura anticlinoide flanqueada por dos fallas inversas de alto ángulo, producto de un evento compresivo).

Principales macro estructuras que integran el mapa geoestructural

Estructuras de deformación frágil

Fracturas: Diaclasas y micro fracturas de cizalla y fallas. Caracterización de las superficies de diaclasas. Origen de las diaclasas.

Fallas: Falla y zona de falla. Superficie de falla y estructuras asociadas. Rocas de falla. Salto y separación de la falla. Tipos de falla según el salto (fallas inversas o cabalgamientos, fallas normales, fallas de salto en dirección). Criterios cinemáticos de la falla.

Estructuras de deformación dúctil

Pliegues: escala del pliegue, elementos geométricos de una o varias superficies plegadas, simetría. Clasificación de los pliegues: a) por su orientación, b) por la forma de las superficies plegadas, c) por el estilo de las capas plegadas (clasificación de Ramsay). Mecanismo del plegamiento: pliegues asociados a fallas, pliegues debidos a contraste de densidades, etc.

Foliaciones: Planos de origen tectónico o estructura visible en ciertas rocas que han sido sometidas a esfuerzos o que sus minerales constituyentes han sido reorientados según el plano de esquistosidad o de foliación. (Diccionario de geología, Alain FOUCAULT, 1985).

Lineaciones: Se conoce como la intersección de dos planos geológicos: Estrías, ejes de pliegues, intersección de planos, orientación de minerales.

Zonas de cizalla: características geométricas, tipos de zonas de cizalla, geometría y distribución de la deformación interna, milonita; criterios cinemáticos: determinación del sentido de cizalla, deformación progresiva de la zona de cizalla.

Interpretación de mapas geoestructurales (básicos)

En un mapa geoestructural se plasma con simbologías los esfuerzos y tipos de esfuerzos que sufren los macizos rocosos, las deformaciones, las fallas y pliegues, ver tabla 2.6 para conocer las líneas de contacto y símbolos estructurales básicos.

Una capa se ve afectada por el esfuerzo principal (σ_1), esfuerzo intermedio (σ_2) y esfuerzo mínimo (σ_3), figura 2.10. La orientación del esfuerzo en la capa de roca determina el tipo de falla (normal, inversa, de dirección o combinada dependiendo el ángulo en que se desplace); ver figura 2.11, 2.12, 2.13 y 2.14.

En una falla de dirección el esfuerzo principal se localiza aproximadamente a 15° de la cizalla principal, a 60° de la cizalla principal se forman otras fallas denominadas Ridel (R´) y a 90° la zona de descompresión, figura 2.14. Dentro de la cizalla principal en una falla de dirección y la falla R´ la compresión de las rocas hace que se produzcan plegamientos y grietas en echelon que determinan el sentido del esfuerzo en campo. Cuando se produce el desplazamiento de una falla, en el plano donde se desliza queda marcas como mineralizaciones, estrías, concavidades en media luna, fracturas perpendiculares al arrastre que ayudan al intérprete de rocas estructurales a definir el tipo de movimiento y a clasificar las fallas. La figura 2.15 contiene las partes de un pliegue.

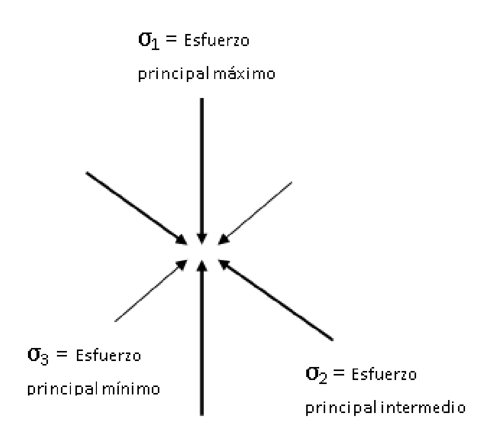


Figura 2.10 Tipos de esfuerzos en macizos rocosos. Fuente: Manual de geología, cap. 5 deformación de rocas, Tucumán 2014.

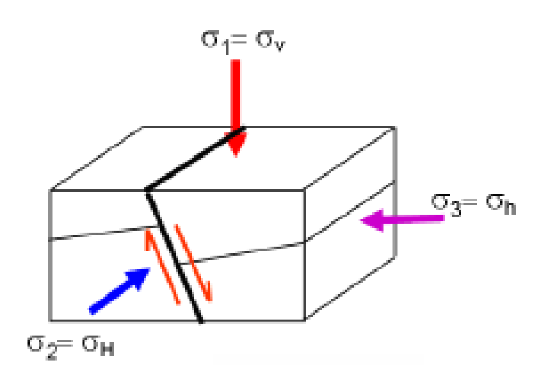


Figura 2.11 Falla de tipo normal con el esfuerzo principal máximo vertical de arriba abajo. Fuente: https://www.researchgate.net/Figura-21-Falla-de-rumbo-y-regimen-de-esfuerzos-correspondiente_fig8_303518425 [accessed 30 Nov, 2018]

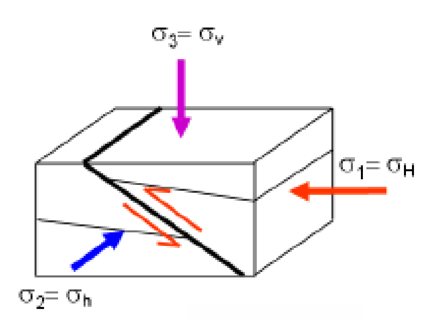


Figura 2.12 Falla de tipo inversa con el esfuerzo principal mínimo vertical de arriba abajo. Fuente: https://www.researchgate.net/Figura-21-Falla-de-rumbo-y-regimen-de-esfuerzos-correspondiente_fig8_303518425 (accessed 30 Nov, 2018)

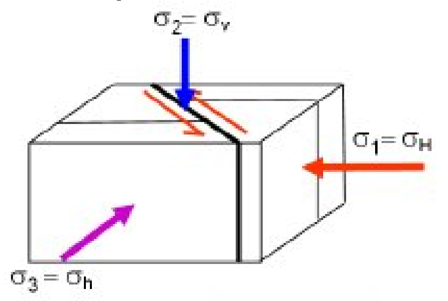


Figura 2.13 Falla de dirección con el esfuerzo principal intermedio vertical de arriba abajo. Fuente: https://www.researchgate.net/Figura-21-Falla-de-rumbo-y-regimen-de-esfuerzos-correspondiente_fig8_303518425 (accessed 30 Nov, 2018)

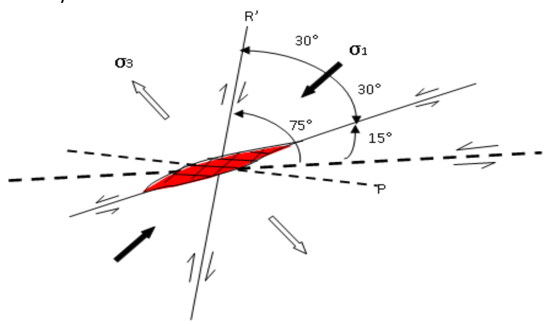


Figura 2.14. Falla de dirección indicando el ángulo del esfuerzo principal en relación a la cizalla de falla principal y la distancia que se generan otros tipos de fallas como la Ridel (R´). Nótese que a 90° de la falla principal se genera la zona de distención (σ_3). Fuente: Ramsay (1967); Ramsay & Hubber (1988); Woodcock (1986), Jones et al. (2004).

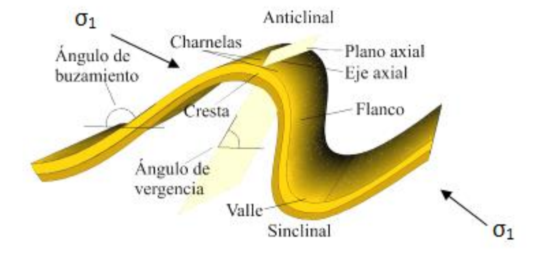


Figura 2.15 Pliegue anticlinal tumbado mostrando la zona de compresión (σ_1) y partes que lo caracterizan. Fuente: https://natureduca.com/geologia-geodinamica-interna-tectonica-de-placas-03.php

Tabla 2. 6 Líneas de contacto y símbolos estructurales básicos

Nombre	Símbolo
Contacto normal	
Contacto discordante	
Contacto mecánico	
Falla inferida	
Falla normal	
Falla de dirección (de rumbo sinestral, dextral y sus componentes)	
Falla cabalgante	
Falla con indicación de hundimiento	
Zona milonitizada	
Anticlinal	
Sinclinal	
Anticlinal tumbado	
Sinclinal tumbado	
Buzamiento	
Esquistosidad	

Fuente: Presentación de mapas geológicos. Dra. Elena González Cárdenas.

Secciones geoestructurales

Una sección geoestructural es un corte vertical que se realiza con la finalidad de conocer la disposición de las rocas y estructuras a profundidad. Las secciones geoestructurales surgen para percibir tridimensionalmente las estructuras (fallas, pliegues, contactos litológicos, buzamientos estratigráficos, etc.) que es uno de los problemas que se plantean al interpretar un mapa geológico. Una sección geoestructural utiliza todos los datos disponibles en la superficie del terreno, para mostrar

con un alto grado de certeza la configuración del subsuelo. Para mayor precisión se ajusta con sondeos de perforación y sísmica.

Modelo 3D

Un modelo geoestructural tridimensional consiste en representación de elementos geológicos del espacio tales como: litología, estructuras, geomorfología, geomecánicos, hidrología,

2.3.4 Shapes y georeferencias. Datum 84 proyección UTM

Un SIG (sistema de información geográfica) es un sistema capaz de almacenar, desplegar y analizar información georeferenciada, Burrough, 1986.

Es una herramienta útil para lograr integrar diferentes tipos de datos, de diversos orígenes y fuentes en formato digital, Shepherd, 1991.

Los Shapes son capas vectoriales con información temática en formato Shapefile. En estas capas se encuentra información temática ordenada de hidrología, geología, accesos, etc. La georeferencia es el uso de coordenadas en la representación cartográfica o bien en un SIG.

De este modo, apoyándose en el principio de superposición de capas y en el manejo de datos en forma espacial, los SIG agilizan los datos georeferenciados. De esta manera se logra manejar el cruzamiento de la información de forma controlada, vigilar la evolución de los proyectos y generar informes de acuerdo a la necesidad, en forma de mapas o datos descriptivos. Los resultados de los proyectos pueden visualizarse de forma gráfica y se consigue una visualización rápida y comprensiva de personas ajenas al ambiente geológico-geotécnico.

Bonham-Carter, 1994 hacen una síntesis de los usos del SIG en geología y geotecnia.

a) En cartografía geológica y geotecnia: es posible una consulta ordenada de toda la carta geológica y datos geotécnicos, así también la manipulación directa de los datos de muestras y observaciones.
b) Análisis ambiental o riesgos geológicos-geotécnicos: estudio de estabilidad de pendientes, flujos gravitatorios, terremotos, riesgo volcánico, inundación, erosión costera, contaminación, entre otros.
c) Ordenamiento territorial: uso racional del suelo, áreas de relleno sanitario, geotecnia de caminos, etc.

d) Manejo de suelos: erosión, uso adecuado del suelo, factor climático.
e) Infraestructura y disponibilidad de recursos: estudio de los elementos disponibles en un lugar, como caminos, agua, energía, arena, grava, etc. Necesarios en la evaluación de todo proyecto económico.
f) Control y manejo de proyectos geológicos: a través de rutinas precisas, es posible seguir la evolución de proyectos geológicos y obtener parámetros temporales y económicos.

Sistema de posicionamiento Global-GPS

GPS habitua

Es un sistema de localización geográfica de puntos sobre la superficie de la tierra basada en posiciones de satélites. Su exactitud varía entre uno pocos metros hasta varios metros.

GPS Diferencial

Su precisión es centimétrica, dependiendo de la calidad del receptor de GPS y la técnica que se utilice para hacer la medición. Su nombre correcto es NAVSTAR-GPS.
Aplicaciones civiles de los sistemas NAVSTAR-GPS

- Navegación de precisión
- Inspecciones hidrográficas
- Reconocimiento de objetivos
- Inspecciones sísmicas
- Reconocimiento de excavaciones
- Realización de mapas
- Localización de bancos
- Navegación aérea
- Posicionamiento y navegación terrestre, entre otras.

El sistema GPS está compuesto por

- El segmento de espacio conformado por los satélites
- Segmento de Control conformado por una serie de estaciones de control
- Segmento del Usuario conformado por los receptores GPS, donde interactúan entre sí para determinar la posición.

Sistema de coordenadas

En la mayor parte de los aparatos de GPS, por defecto el formato de posición es latitud y longitud en grados, minutos y segundos. La elección del sistema de coordenadas no afectará la calidad de la posición.

Se recomienda utilizar coordenadas planas ya que se puede determinar, distancias y superficies fácilmente.

Datum

De acuerdo a Fallas, Jorge (2003): las proyecciones cartográficas y datum son un conjunto de mediciones que definen la orientación de un elipsoide determinado en la superficie terrestre y sirve para hacer que el sistema de coordenadas geográficas represente fielmente el sitio donde se levanta el estudio, corregida por las irregularidades del geoide.

El datum define los siguientes aspectos (Inter-American Geodetic Survey, 1950)

- Elipsoide en uso
- La ubicación (posición inicial) y orientación del norte (acimut inicial)
- La distancia entre el geoide y el elipsoide en la ubicación inicial, figura 2.16.

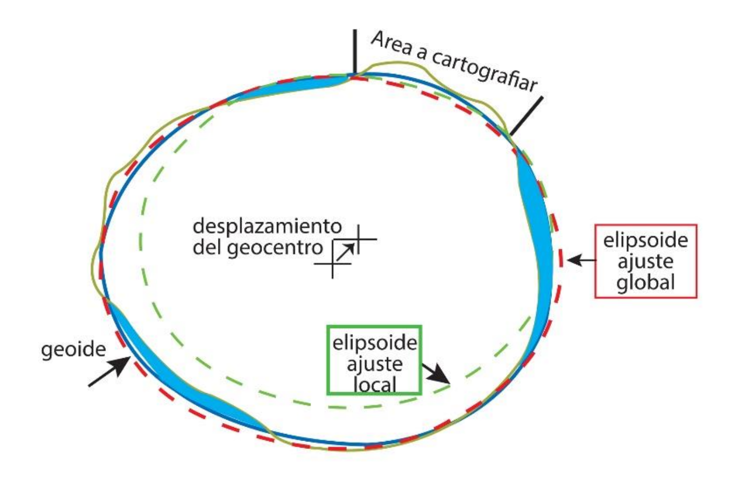


Figura 2.16 comparación gráfica entre un elipsoide global y local.
Fuente: IDECA, 2013

El datum establece una superficie de referencia permanente para la cartografía de un país o un continente. Los mapas generados por el Instituto Geográfico Nacional de cada país Centroamericano están definidos por los siguientes parámetros:

Datum: ***Ocotepeque.*** La base Norte del datum está ubicada en el departamento de Ocotepeque Honduras, a una altura sobre el nivel del mar de 807 m. fue establecido por V.J Hanrahan en diciembre de 1934.

El WGS84 (Word Geodetic System, 1984) es el datum utilizado por la mayoría de los Sistemas de Posicionamiento Glogal (SPG) para registrar posiciones (coordenadas) en la tierra.

Guatemala cuenta con una proyección local GTM (Guatemala Transversal Mercantor), donde se convierte la Proyección: Transversa de Mercator (tipo Gauss Kruger) en una zona única local. La razón por la que el Instituto Geográfico Nacional opta por esta modificación se debe a que Guatemala está dividida en dos Zonas UTM (Universal Transverse Mercator) la 15 y la 16. Para facilitar el manejo de la data geográfica de la república y estandarizar las proyecciones, se crea el GTM y cubrir todo el territorio.

Proyección

Sistema de representación de la superficie curva de la tierra sobre un plano. En Centroamérica se emplea la proyección UTM (Universal Transversa de Mercator)

2.3.5 Registro de deslizamientos

El previo conocimiento del comportamiento histórico del área susceptible a moverse formará parte del criterio profesional, conocer el tipo de movimiento y su actividad son parte de los factores a tomar en cuenta para el estudio y posterior estabilización.

A continuación, se presentan algunos parámetros, factores y/o actividades que deben tenerse documentadas como parte de la información básica necesaria en el análisis de estabilidad:

- Ubicación del deslizamiento (lugar, kilómetro, coordenadas, otros)
- Tipo de deslizamiento
- Topografía y pendiente.
- Geología
- Propiedades físicas, mecánicas de los suelos y clasificación del macizo rocoso.
- Condiciones de los niveles freáticos.
- Humedad del terreno.
- Espesores y grado de meteorización, otros.

2.4 Planificación del Estudio Geotécnico

En la planificación geotécnica se necesita el previo conocimiento de las unidades litológicas y el comportamiento de la cinemática estructural que ha provocado el mecanismo de basculamiento o deformación debido a los esfuerzos tensionales a que están sometidas las rocas. Definir los límites de las unidades de mayor o menor resistencia y relacionarlas ya sea como producto de la microtectónica o por el intemperismo donde el factor hidrológico y climático degrada gradualmente los minerales que contiene la matriz de los suelos y rocas.

Con una visión clara de las propiedades incidentes en el macizo rocoso se cuantifica los tipos de sondeos, la orientación y profundidad de los mismos. Se determina el número de muestras y ubicación. Se establece el número de piezómetros para comprobar el comportamiento del agua subterránea. Se define la orientación de las líneas eléctricas en la exploración de posibles cavidades ya sea producto de la disolución en caso de carbonatos o esfuerzos distensivos en zonas tectonizadas o bien, en la aplicación de métodos resistivos para precisar los límites de la estratificación, planos de falla y fracturamiento de las rocas.

Luego determinar posibles soluciones que garanticen, dependiendo del alcance del proyecto, estabilidad y mejoramiento de los suelos.

A continuación, se presenta de manera ordenada las características a considerar en la planificación del estudio geotécnico:

1. Determinar las condiciones geológicas de la zona de trabajo
    - Tipo y características de los materiales geológicos
    - Características de los macizos rocosos
    - Orientación y características de las discontinuidades
2. Conocer los problemas geológicos que puedan afectar a la construcción
    - Filtraciones importantes
    - Zonas tectónicas, estructuras singulares y cavidades
    - Estados tensionales anisótropos
    - Terrenos blandos y expansivos
    - Rocas agresivas o reactivas
    - Rocas abrasivas y duras
3. Cuantificar los datos y parámetros del terreno necesario para el diseño de la obra
    - Propiedades resistentes y deformacionales de los suelos, matriz rocosa y macizo rocoso
    - Datos para clasificaciones geomécanicas
4. Aportar criterios para el diseño

2.4.1 Determinación de los tipos de sondeos en campo

En la tabla 2.7 se muestran los tipos de sondeos geotécnicos que pueden realizarse en campo y mediante los cuales se obtienen muestras de suelo, en la tabla se detalla el tipo de material que pueden perforar y las profundidades máximas usuales para las que se utilizan, todo esto sirve como guía al momento de determinar qué tipo de sondeo realizar.

Antes de definir qué tipo de sondeo se realizará puede ser útil responder a las siguientes interrogantes:

- ¿Para qué se realiza la perforación?
- ¿Qué tipo de muestras necesito obtener?
- ¿Cuál es la profundidad que necesito alcanzar?
- ¿Qué tipo de parámetros quiero obtener?

Tabla 2.7 Determinación de tipos de prueba en campo

Sondeos geotécnicos	**Sondeos de rotación**	Pueden perforar cualquier tipo de suelo o roca, con distintas inclinaciones, la profundidad habitual no excede a 100 m, pero puede profundizarse hasta 1,000 m.
	Sondeos con barrena helicoidal	Se limita a suelos blandos y cohesivos, el tipo de muestra que se obtiene es alterada. Existen sondeos manuales que alcanzan 2- 4 m y mecánicos que alcanzan 40 m de profundidad.
	Sondeos a percusión	Se utiliza en suelos granulares y cohesivos, puede atravesar suelos de consistencia firme a muy firme. Las profundidades normales son de 15 a 20 m pudiendo alcanzar 40 m.
	Calicatas	Excavaciones realizadas mediante medios mecánicos, permiten la observación directa del terreno, toma de muestras y practicar ensayos.

Fuente: González y otros 2002.

Es importante aclarar que es posible llevar a cabo una combinación de estos sondeos en un mismo punto dependiendo de lo que se desee analizar, del tipo de estructura y del grado de compacidad del suelo.

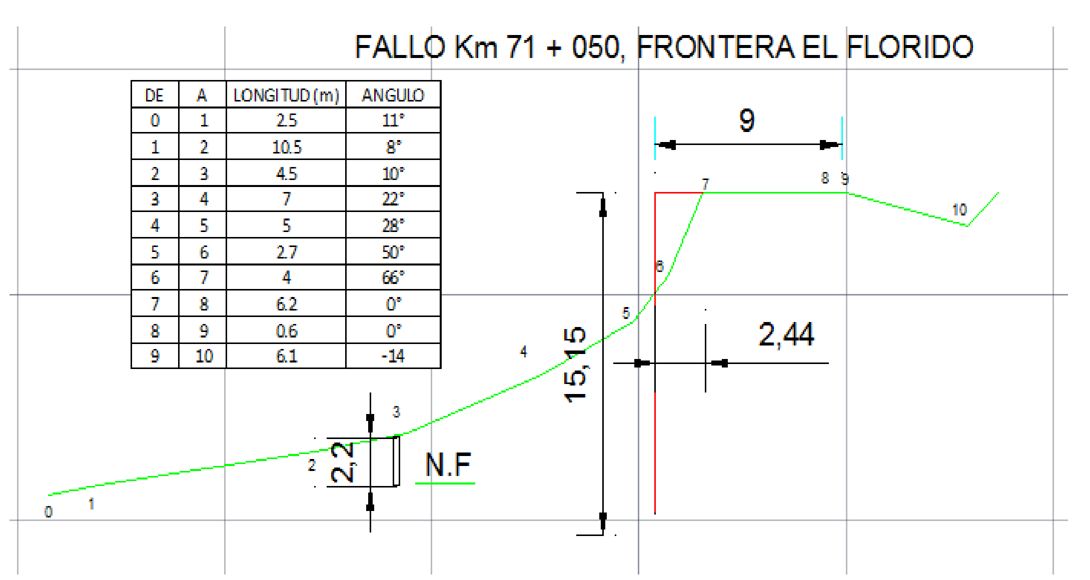
2.4.2 Calicatas

En un estudio de taludes es recomendable agotar los métodos más económicos, entre ellos las calicatas, y a medida se avance en la investigación, si fuese necesario, aplicar técnicas de mayor alcance como sondeos de rotación, SPT, métodos geofísicos, entre otros. Cuando el plano de deslizamiento es superficial es suficiente la perforación de una o varias calicatas para determinar el plano de deslizamiento y el nivel freático. Por ejemplo, en el deslizamiento del kilómetro 71 + 050 de la CA 11, inmediato a la frontera

el Florido, Honduras; figura 2.17, 2.18, y 2.19; donde posicionados en el pie del talud el nivel freático estaba por debajo de los -2.2 m de profundidad. Con el conocimiento del plano de deslizamiento, el nivel freático y el volumen del material deslizante, el investigador puede sugerir criterios para la estabilización y reestructuración del tramo afectado por el deslizamiento sin recurrir a métodos de mayor alcance.



Figura 2.17 Deslizamiento en el km 71 + 050 frontera el Florido, Honduras CA 11



DE	A	LONGITUD (m)	ANGULO
0	1	2.5	11°
1	2	10.5	8°
2	3	4.5	10°
3	4	7	22°
4	5	5	28°
5	6	2.7	50°
6	7	4	66°
7	8	6.2	0°
8	9	0.6	0°
9	10	6.1	-14

Figura 2.18 Morfología del talud del fallo km 71 + 050 de la CA 11. En el tramo de 6-7 (en rojo) tajada deslizante de 2.44 m dentro de la calzada (tramo de 7-8). Tramo de 2-3 construcción de calicata y ubicación de nivel freático a -2.2 m y 15 m del nivel de la carretera

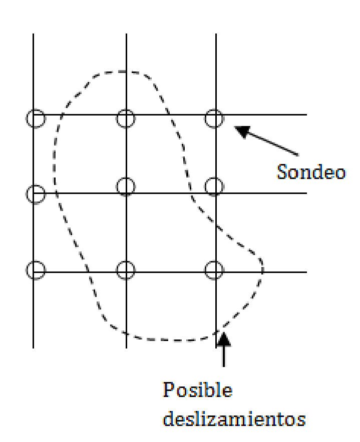


Figura 2.19 Calicata con presencia de agua a -2.2 m de profundidad, en suelo arcilloso

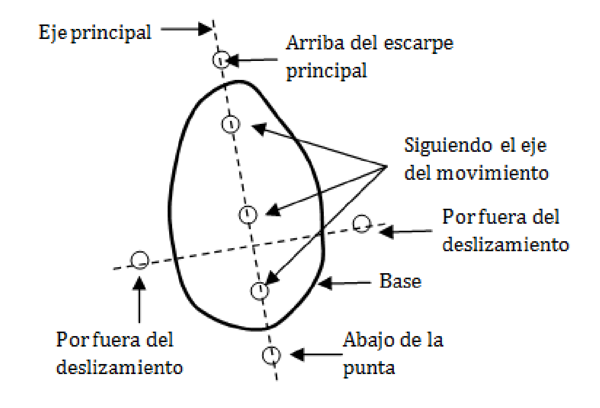
2.4.3 Cuantificación

El número de sondeos y la profundidad a alcanzar depende de la resistencia del terreno, filtraciones, deformabilidad, etc., deberían alcanzar el nivel del sustrato más estable de la columna estratigráfica. El número de los sondeos depende de los objetivos y de la representatividad de la zona investigada.

En el caso particular de un área donde pueda ocurrir un deslizamiento la localización de los sondeos consiste en delimitar la zona, planificar una malla y en cada intersección perforar un sondeo; para una zona de deslizamiento el objetivo de la exploración es determinar el perfil estratigráfico y las propiedades de los suelos y rocas que afectan el comportamiento del talud, figura 2.20 (a) y (b).



a) Localización sugerida de sondeos en una zona donde se sospecha puede ocurrir un deslizamiento, (9 sondeos).



b) Localización sugerida de sondeos en una zona de deslizamiento activo, (7 sondeos)

Figura 2.20 Ubicación de sondeos en talud. Suarez, 2009.

Para la profundidad de los sondeos no existe una regla definida. Un criterio es zonificar el área geológica y geotécnicamente, por ejemplo: si existieran tres zonas donde la zona 1 es de menor resistencia, la zona dos de resistencia media y la zona tres de resistencia alta; lo recomendable es cruzar la zona uno y dos, penetrar al menos cinco metros en la zona tres. Se debe considerar la estratigrafía y las estructuras litológicas asociadas al deslizamiento.

2.4.4 Alcance de las pruebas para movimientos en masa

Las pruebas deben ser planificadas, representativas y han de alcanzar los objetivos para los cuales son programadas. Por ejemplo, si necesitamos conocer los espesores reales de la estratificación en rocas sedimentarias, el sondaje deberá orientarse perpendicularmente a la inclinación de los planos de estratificación y asegurarse que las unidades que corte sean representativas de la formación que se está investigando. Igual para definir los planos de deslizamiento de una falla, el sondaje deberá cruzarlo de mínimo 5 m asegurándose que el terreno final del sondaje no represente riesgos de inestabilidad, caso contrario el sondeo será infructuoso y debe considerarse como un sondeo que no alcanzó el objetivo debiendo repetirse en el mismo lugar y con la misma orientación.

Cuando se tienen estudios geofísicos y se perfora para corroborar los resultados, el investigador deberá tomar en cuenta la orientación de los perfiles eléctricos, de resistividad u otros aplicados, y orientar los sondeos en esa misma dirección para que los resultados sean representativos, de lo contrario podrá haber variaciones significativas en los resultados.

Seguidamente se presenta un listado de los alcances de un estudio geotécnico para taludes en carreteras, dependiendo de las características del talud, pueden conocerse algunos o todos los que se mencionan.

- Identificar y caracterizar las formaciones más débiles que pueden afectar el movimiento.
- Identificar las formaciones más resistentes que pueden limitar la extensión de la zona de falla.
- Localizar niveles de agua subterránea, presiones y características del agua.
- Identificar la distribución subsuperficial de materiales.
- Cuantificar las propiedades físicas de los materiales (humedad, gradación, plasticidad, resistencia al corte, etc.) para emplearlos posteriormente en el análisis de estabilidad.
- Colocar instrumentos de medida de deformaciones o niveles de agua.
- Determinar parámetros geomecánicos como RQD.
- Corroborar los ensayos geofísicos.

2.4.5 Ensayos mínimos propuestos

Debe realizarse un ensayo por cada estrato de suelo (entendiéndose como estrato la capa horizontal que se diferencia por su color, textura, estructura, consistencia y reacción o pH de las demás capas) encontrado en el perfil litológico de la calicata o sondeo.

De no haber contraste litológico en el perfil de la calicata, debe subdividirse la profundidad en tramos que no sean menores de 0.50 metros ni mayores de 1.50 metros para obtener una muestra representativa. En cada horizonte tomar un segmento representativo de la unidad.



CAPÍTULO 3

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA TALUDES

CA-04, La Libertad, El Salvador

El conocimiento regional de la geología, sismicidad y condiciones hidrogeológicas proporcionan la primera pauta o lo que se espera del comportamiento de los taludes en las obras de construcción.

Determinar los parámetros que requiere el diseño de taludes es una tarea importante porque está presente en cualquier actividad de construcción: lineal, extractiva o movimiento por debajo de la superficie, se debe calcular la resistencia de los materiales para conformarlos adecuadamente.

Para obtener resultados que se aproximen a la realidad de las condiciones del terreno es necesario el conocimiento de los suelos y rocas y también de técnicas de medición adecuadas para las estructuras.

Es conveniente apoyarse en actividades de laboratorio para obtener resultados que apoyen los compilados en campo y en ocasiones se requiere de métodos sísmicos y sondeos de rotación o percusión para conocer las condiciones del subsuelo.

El estudio de taludes es multidisciplinario debido a que deben participar profesionales de diversas áreas de la ingeniería: sismólogos, hidrólogos, geotecnistas, civiles, geólogos, entre otros.

3.1 Investigaciones in situ

De la investigación *in situ* se obtienen los parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno en donde se construirá el proyecto. Ver tabla 3.1

Tabla 3. 1 Parámetros y propiedades que definen las condiciones del terreno

1. **Determinar las condiciones geológicas de la zona de trabajo.**	- Tipo y características de los materiales geológicos. - Características de los macizos rocosos. - Orientación y características de las discontinuidades.
2. **Conocer los problemas geológicos que pueden afectar a la construcción.**	- Filtraciones importantes. - Zonas tectonizadas, estructuras singulares y cavidades. - Terrenos blandos y expansivos. - Rocas agresivas o reactivas. - Rocas abrasivas y duras.
3. **Cuantificar los datos y parámetros del terreno necesarios para el desarrollo de la obra.**	- Propiedades resistentes y deformantes de los suelos, matriz rocosa y macizo rocoso. - Datos para clasificaciones geomecánicas. Propiedades resistentes y deformantes de los suelos, matriz rocosa y macizo rocoso. - Datos para clasificaciones geomecánicas.
4. **Aportar criterios para el diseño.**	

Fuente: González 2002

3.1.1 Nivel Freático

De acuerdo a la Real Academia de la Lengua Española, el nivel freático corresponde a la parte superior de una capa freática (acumulación de agua subterránea que se encuentra a una profundidad relativamente pequeña bajo el nivel del suelo) o de un acuífero en general, figura 3.1, a diferencia del nivel piezométrico que es considerado como la altitud o profundidad (en relación a la superficie del suelo) del límite entre la capa freática y la zona vadosa en un acuífero.

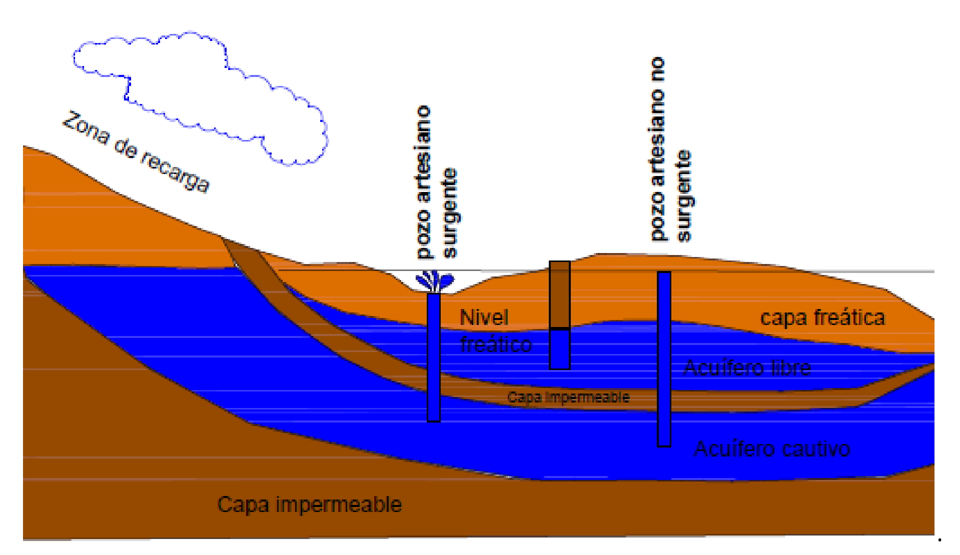
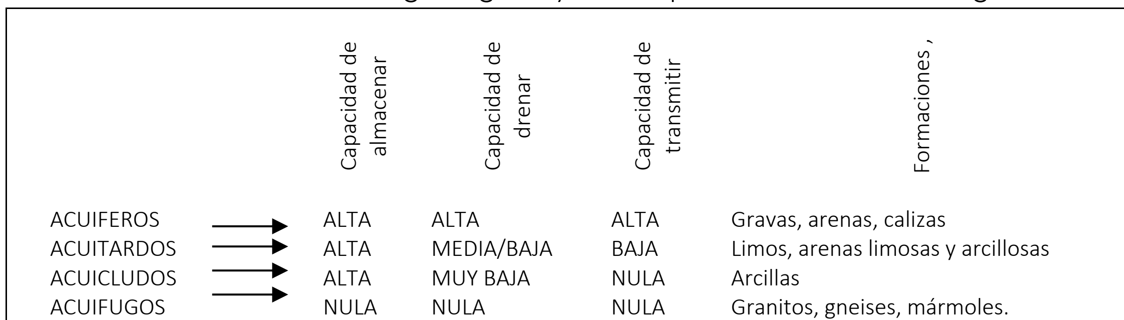


Figura 3. 1 Nivel freático, parte superficial de una capa freática
Fuente: https://www.slideshare.net/MarianelaDiaz4/aguas-en-los-suelos

En cada sondeo a mano, calicata, excavación y sondeo a máquina debe registrarse cuidadosamente la variación del nivel freático. Cuando se encuentre agua subterránea o cuando se atraviesen suelos impermeables saturados, deben instalarse piezómetros de lectura rápida que permitan observar dicha capa freática por un tiempo considerable y precisar su comportamiento con los cambios de tiempo.

El nivel freático pude encontrarse a diferentes profundidades dependiendo de las circunstancias geológicas y climáticas, generalmente obedece a las condiciones meteorológicas que recarga los acuíferos. El nivel freático no es horizontal sino irregular; la tabla 3.2, hace referencia a la formación geológica y su comportamiento frente al agua. La tabla 3.3, presenta los tipos de acuíferos en función de su estructura y funcionamiento.

Tabla 3.2 Formaciones geológicas y su comportamiento frente al agua



		Capacidad de almacenar	Capacidad de drenar	Capacidad de transmitir	Formaciones ,
ACUIFEROS	→	ALTA	ALTA	ALTA	Gravas, arenas, calizas
ACUITARDOS	→	ALTA	MEDIA/BAJA	BAJA	Limos, arenas limosas y arcillosas
ACUICLUDOS	→	ALTA	MUY BAJA	NULA	Arcillas
ACUIFUGOS	→	NULA	NULA	NULA	Granitos, gneises, mármoles.

Fuente: González y otros 2002.

Tabla 3.3 Tipo de acuíferos según su estructura y funcionamiento.

LIBRES	→	Liberación de agua por desaturación	Liberan agua por desaturación, el agua que seden es el agua que tienen almacenada.
CONFINADOS O CAUTIVOS	→	Eliminación elástica del agua	Se encuentran aislados en el subsuelo, rodeados de materiales impermeables por todos sus lados.
SEMICONFINADOS	→	Recarga, drenaje o goteo vertical	Los materiales que los rodean no son todos impermeables.

Fuente: González y otros 2002.

El suelo, es un material con arreglo variable de sus partículas que dejan entre ellas una serie de poros conectados unos con otros para formar una compleja red de canales de diferentes magnitudes que se comunican tanto con la superficie del terreno como con las fisuras y grietas de la masa del mismo; de aquí que el agua que cae sobre el suelo parte escurre y parte se infiltra por acción de la gravedad hasta estratos impermeables más profundos, formando la llamada *capa freática*. Al límite superior de este manto acuoso se llama *nivel freático*. Al agua que pasa por los poros a través del suelo se le conoce con el nombre de *agua gravitacional*, y aquella que se encuentra por debajo del nivel freático se le llama *agua freática*. Cuando se suspende el movimiento del agua gravitacional a través del suelo, parte del agua se queda retenida en los poros y sobre la superficie debido a las fuerzas de *tensión superficial* y de adsorción. En la figura 3.2, aparecen los nombres según el estado en que se encuentre el agua en el suelo.

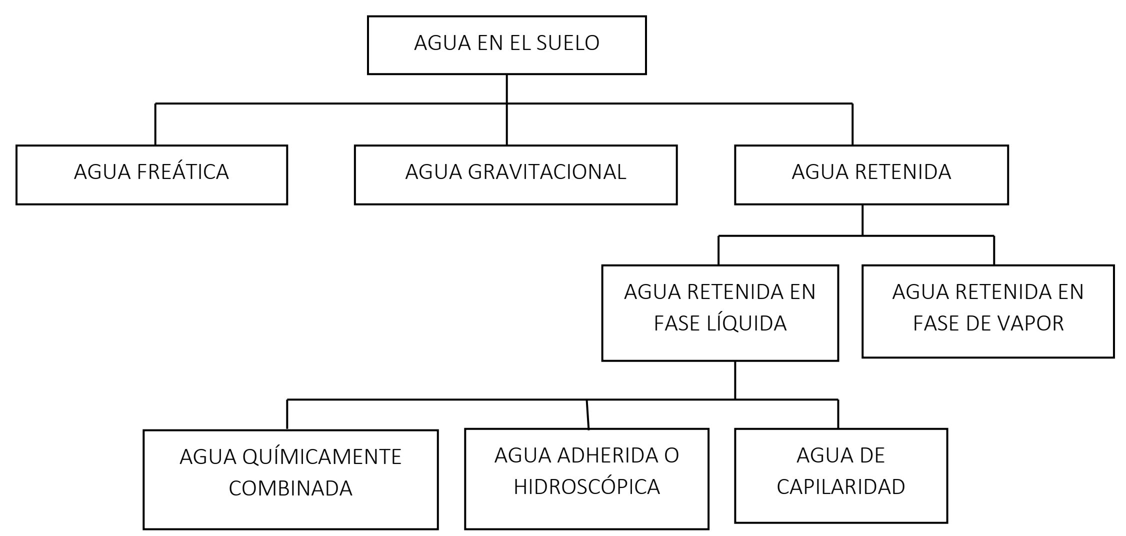


Figura 3. 2 Nombres del agua según el estado en que se encuentre en el suelo

3.1.2 Condiciones hidrogeológicas

Los parámetros hidrogeológicos característicos de las formaciones geológicas están en función de cuatro parámetros básicos en cuanto su comportamiento respecto al agua que puedan contener y transmitir; ver tabla 3.4 para más detalle y en la tabla 3.5 se muestran métodos de evaluación de parámetros hidrogeológicos.

Tabla 3.4 Parámetros hidrogeológicos característicos en formaciones geológicas

Porosidad	Es la relación entre el volumen de huecos y el volumen total de la roca.
Coeficiente de almacenamiento	Representa la capacidad de liberar agua de un acuífero. Se define como el volumen de agua que es capaz de liberar un prisma de base unitaria y de altura la del acuífero, cuando desciende un metro el nivel piezométrico.
Permeabilidad	Evalúa la capacidad de transmitir agua de una formación en función de la textura, sin relacionarla con su estructura o forma geométrica.
Transmisividad	Evalúa la capacidad de transmitir agua de los acuíferos, teniendo en cuenta: textura del acuífero, características estructurales o geométricas.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

Tabla 3.5 Métodos de evaluación de parámetros hidrogeológicos

Ensayos de bombeo	Es el método más completo y fiable para el cálculo de los parámetros hidrogeológicos de un acuífero. Consiste en bombear un pozo, en principio a caudal constante, y analizar el descenso de los niveles piezométricos.
Ensayos de inyección	Se practican in situ y el más frecuente es el ensayo Lugeon en roca y Lefranc en suelos, Matsuo y otros.
Ensayos con trazadores	Consiste en inyectar un trazador en un punto del acuífero y observar su llegada a otro punto del mismo acuífero, determinando el tiempo de tránsito entre ambos puntos. Puede obtenerse la velocidad de flujo y dirección, permeabilidad.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

3.1.3 Litología y estructura geológica

LITOLOGÍA

La litología es parte de la geología que estudia las rocas, su tamaño de grano, forma de las partículas físicas y químicas, mineralogía y material cementante a través de la petrografía. La geología estudia los materiales y los clasifica de acuerdo a su génesis o formación (Abramson, 1996)

Cada tipo de roca posee una susceptibilidad específica a los deslizamientos. Cuando un talud está formado por varios tipos de roca, el comportamiento geotécnico del conjunto es diferente al de cada material separado. Deben estudiarse las propiedades de cada tipo de roca, las características de sus discontinuidades y a su vez, la meteorización de las propiedades y discontinuidades dentro del conjunto. La tabla 3.6, hace una clasificación general de los diversos materiales geológicos y las características litológicas.

Tabla 3.6 Clasificación general de los diversos materiales geológicos para ingeniería

Tipo de material	Formación	Características litológicas	Estructuras características
Roca	Ígnea metamórfica	Roca formada por cristales de minerales.	Estructura geológica. Fracturas.
	Sedimentaria (debe definirse el tipo de roca en la formación más detallada posible)	Roca formada por granos sementados, depositados en capas.	Planos de estratificación.
Roca meteorizada (saprolito)	Ígnea Metamórfica Sedimentaria	Permanecen algunos rasgos de la roca, pero ésta se encuentra descompuesta, en las discontinuidades.	Estructura geológica. Discontinuidades. Estado de meteorización.
Suelo	Residual	Roca meteorizada en la cual ya no aparecen las características físicas de la roca.	Estructura geológica. Discontinuidades. Propiedades físicoquímicas
	Aluvial Coluvial Loess	Grupo de partículas o bloques de suelo o roca.	Propiedades físicas.
Materiales heterogéneos	Roca Roca meteorizada suelo	Mezcla de diversos materiales en un mismo perfil.	Estructura geológica. Discontinuidades. Meteorización. Propiedades físicoquímicas.

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J.

Rocas ígneas intrusivas

De acuerdo al libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, las rocas ígneas intrusivas "*Son el producto del enfriamiento del magma antes de aflorar este a la superficie. Este tipo de rocas forman el 98% del volumen de la corteza terrestre, aunque en superficie son más comunes las rocas sedimentarias y en menor proporción las ígneas y metamórficas*". La tabla 3.7 hace una clasificación general de rocas ígneas intrusivas.

Tabla 3.7 Clasificación general de rocas ígneas intrusivas

Granito	El granito es una roca ígnea ácida de grano grueso, compuesto principalmente por cuarzo, feldespatos y algo de mica con algunos otros componentes secundarios.	
Diorita	Roca ígnea intermedia de grano grueso compuesta principalmente, de feldespatos, plagioclasa, así como hornblenda, que es un material ferromagnesiano de color verde. El contenido del cuarzo puede llegar hasta el 10%. La roca tiene un color que varía de blanco verdoso a verde, dependiendo del contenido de hornblenda.	
Dolerita	Es una roca ígnea básica con alto contenido de magnesio, calcio o sodio en su composición química. Aproximadamente la mitad de la composición mineral, está constituida por los ferromagnesianos olivino, piroxeno y hornblenda. Su color varía de verde grisáceo a verde oscuro. El color más oscuro indica un mayor contenido de hierro. Al meteorizarse produce hidróxidos de hierro y arcilla color café	
Gabro	Está compuesto esencialmente por plagioclasas y piroxeno y puede tener pequeñas cantidades de cuarzo, su color es un gris moteado. El tamaño de los cristales es mayor que el de la Dolerita.	

Fuente: Elaboración propia en base a Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J. Fotografías disponibles en: las rocas ígneas características y algunos ejemplos-you tube https://www.youtube com/watch?v=q9a_5G6pgdA

Rocas volcánicas o ígneas extrusivas

Del libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales "*las rocas volcánicas o piroclásticas también conocidas como rocas Ígneas extrusivas son producto de la cristalización de los materiales expulsados por los volcanes*", la tabla 3.8 hace una clasificación general de rocas ígneas extrusivas.

Tabla 3.8 Clasificación general de rocas ígneas extrusivas

Riolitas	Es el componente exclusivo de grano fino, del magma granítico que escapó de la superficie a través de una erupción volcánica y presenta algunas características similares a un granito. Los megacristales de cuarzo o feldespatos le dan a las riolitas diferencias de carácter y comportamiento.	
Tobas	Las tobas volcánicas son rocas formadas por material suelto arrojado por un volcán en erupción. Son materiales muy porosos y ricos en vidrio. En ocasiones, las tobas presentan depósitos de materiales arcillosos, expansivos o arcillas inestables.	
Andesitas	La andesita es una roca de grano fino volcánica, que se le encuentra como flujo de lava y ocasionalmente, como pequeñas inclusiones. Generalmente, es de color oscuro. Los minerales constituyentes son esencialmente plagioclasa, hornblenda y biotita con muy poco cuarzo.	
Basaltos	El basalto es una roca ígnea básica de grano fino, formada por la erupción volcánica que se cristaliza en forma muy rápida. La composición mineral del basalto es aproximadamente mitad piroxeno y mitad plagioclasa, hasta con 5% de óxido de hierro.	

Fuente: Elaboración propia en base a Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J. Fotografías disponibles en: las rocas ígneas características y algunos ejemplos-you tube https://www.youtube com/watch?v=q9a_5G6pgdA

Rocas metamórficas

El libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales describe que las rocas metamórficas "*son en el resultado del Metamorfismo o recristalización de rocas ígneas y sedimentarias. En este proceso las rocas son sometidas a cambios texturales y mineralógicos, en tal forma que sus características originales son alteradas o completamente perdidas.* En la tabla 3.9 se hace una clasificación y se muestra una breve descripción de rocas metamórficas.

Las características de comportamiento de los taludes en rocas metamórficas sanas dependen de sus patrones de fracturación y bandeamiento (Microestructura textura y estructura). La foliación y la esquistosidad presente en algunas rocas metamórficas las hacen muy susceptibles a la meteorización".

Tabla 3.9 Tipo de rocas metamórficas

Cuarcita	Son rocas metamórficas, formadas por cuarzo, a veces con trazas de moscovita, ortosa, albita. Derivan del metamorfismo sobre areniscas.	
Neis	Es una roca bandeada o foliada, en la cual bandas de color claro, de cuarzos y feldespatos forman microestructuras paralelas con bandas de otros minerales como biotita y hornblenda y en algunos casos piroxeno. La biotita está generalmente, acompañada de moscovita.	
Esquisto	Se componen de cristales planos de micas, clorita verde, hornblenda, cuarzo. Los cristales son tubulares y se alinean, de tal manera que las rocas se rompen con facilidad en fragmentos planos. Los esquistos son materiales muy inestables en los taludes debido a su microestructura y a la facilidad con que se meteoriza.	
Serpentinita	De color ligeramente verdoso a verde amarillento. Aspecto fibroso y suave al tacto. Textura veteada. Componente principal la serpentina, talco, magnetita, clorita, etc.	
Pizarra	Es una roca dura formada bajo la influencia de esfuerzos muy altos sobre sedimentos arcillosos. El proceso de cristalización forma minerales laminares tales como clorita y sericita y algunos granos de cuarzo. En ocasiones, la roca tiene muchos planos de clivaje, de tal manera que se forman láminas planas de roca que se utilizan como material de construcción. En ocasiones, estas capas o láminas son muy delgadas y físiles.	
Filita	Es una roca similar a la pizarra pero posee cristales planos ovalados como hojas de árbol, que dan a los planos de clivaje o exfoliación una textura característica. Estos planos de clivaje están cruzados por fracturas que a menudo presentan un dibujo geométrico regular, ocasionando que la roca se rompa en forma rombohédricas o rectangulares.	
Mármol	Formada de rocas calizas sometidas a temperatura y presión. El componente básico es el carbonato de calcio (90%). Existen diversas coloraciones (blanco, marrón, rojo, negro, gris, etc.)	
El Chert	Es un precipitado orgánico e inorgánico de sílica. La sílica es principalmente cuarzo criptocristalino. El chert puede presentarse en forma de precipitación o nodular.	

Fuente: Elaboración propia en base a Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J. Fotografías disponibles en: http://geologiaonline.com/rocas-metamorficas/

Rocas sedimentarias

De acuerdo al libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas *tropicales "las rocas Sedimentarias están formadas por la sedimentación y cementación de partículas de arcilla, arena, grava o cantos*".

"*Sus características de estabilidad dependen generalmente, del tamaño de los granos, los planos de estratificación, las fracturas normales a la estratificación y el grado de cementación*"; la tabla 3.10 muestra las características y en la tabla 3.11 se hace una clasificación general de rocas sedimentarias más una breve descripción de cada una.

Tabla 3.10 Características de las rocas sedimentarias

Roca	Componente	Característica
Conglomerado	Partículas grandes redondeadas de roca y fragmento de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla
Brecha	Partículas angulares de roca y fragmentos de minerales.	Más del 50% de los granos mayores de 2 mm y menos del 25% de arcilla
Arenisca	Partículas redondeadas menores de roca.	Más del 50% de los granos entre 2 y 0.06 mm y menos del 25% de arcilla.
Limolita	Partículas de tamaño de limo.	Más del 50% de los granos menores de 0.06 mm y menos del 25% de arcilla
Arcillolita	Partículas de arcilla.	Más del 50% de arcilla.
Lodolita	Rocas arcillosas con alto contenido de limo.	Más del 50% de los limos.
Caliza	Granos de calcita.	Más del 50% de calcita y menos del 25% de arcilla.

Fuente: Elaboración propia en base a: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J.

Tabla 3.11 Tipos de rocas sedimentarias

Areniscas	Las areniscas son una forma de arena endurecida por procesos geológicos. El tamaño de los granos varía de 60μm. a varios mm. y están cementados por otros minerales, con frecuencia por el cuarzo precipitado. Se clasifican de acuerdo al tamaño de sus granos como fina, media o gruesa y de acuerdo a la naturaleza de los materiales cementantes. Las areniscas aunque tienden a ser resistentes, en ocasiones son relativamente débiles cuando su cementación ha sido pobre.	
Lutitas o arcillolitas	Las rocas que contienen cantidades importantes de arcilla se les denomina genéricamente como lutitas, y a ellas pertenecen las limolitas, arcillolitas y lodolitas. Las lutitas son uno de los materiales más complejo desde el punto de vista de estabilidad de taludes. De acuerdo con el grado de solidificación las lutitas varían en su comportamiento. Las lutitas de grado bajo tienden a desintegrarse después de varios ciclos de secado y humedecimiento.	

Calizas y dolomitas	La Caliza es una roca sedimentaria con más del 50% de carbonato de calcio. Las calizas en las cuales la calcita es reemplazada por dolimita, un producto con alto contenido de magnesio se le llama dolomitas. Esta roca es por lo general dura y compacta, pero se presentan problemas geotécnicos relacionados con la disolución del CaCO3. Existe una variedad de rocas de la familia de la caliza dependiendo de las cantidades de carbonato de calcio, arena, limos, conchas de animales marinos y arcilla. Son de color gris azuloso, pero las hay también blancas y de otras coloraciones. En las calizas se pueden formar grandes cavernas que actúan como conductos internos del agua subterránea, las cuales pueden conducir cantidades importantes de agua de un sitio a otro y facilitar la infiltración general. La denudación de las rocas calizas ocasionada por la infiltración del agua de lluvia conforma una topografía kárstica.	
Evaporitas	Las Evaporitas incluyen el yeso, la anhidrita y halita. Ellas, generalmente están asociadas con las arcillolitas, las limolitas y las calizas, formando capas de evaporitas.	

Fuente: Elaboración propia en base Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J. Fotografías disponibles en: https://www.piedraspara.com/tipos-de-piedras/rocas-sedimentarias/

Suelos residuales

Los suelos residuales, libro Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, *"son el producto de la meteorización de las rocas y su comportamiento depende de las propiedades de la roca original y del grado de descomposición, figura 3.3, tabla 3.12. Los deslizamientos de tierra son muy comunes en suelos residuales, especialmente en los periodos de lluvias intensas"*.

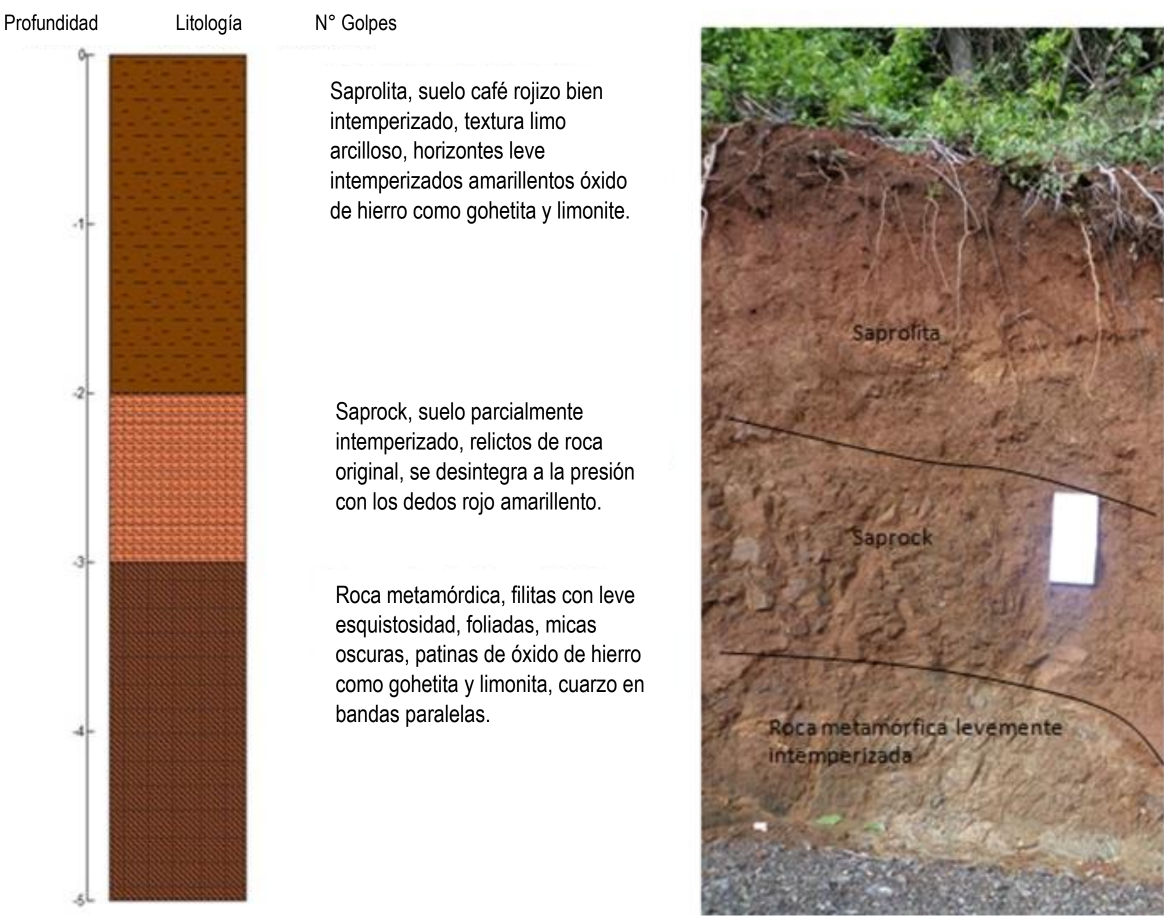


Figura 3. 3 Suelo residual en roca metamórfica intemperizada. Roatán, Honduras.

Tabla 3.12 Clasificación de suelos residuales

Suelos aluviales	Los suelos aluviales son depósitos transportados por el agua en movimiento y depositados cuando la velocidad del agua ha disminuido; estos materiales pueden ser de origen fluvial o lacustre y pueden contener partículas finas, gruesas o entremezcladas. Los depósitos aluviales generalmente, son estratificados y la permeabilidad en la dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical. Los suelos aluviales, compuestos por arcilla tienden a ser blandos y los de arena tienden a ser sueltos. Debido a su poca cementación, los materiales aluviales son propensos a erosión y deslizamientos.
Depósitos orgánicos	Son depósitos de materiales orgánicos, los depósitos de turba o material orgánico que no se ha descompuesto totalmente, debido a su alto contenido de agua. Los depósitos orgánicos en ocasiones se encuentran estratificados con otros elementos tales como limos o arenas o entremezclados con arcilla. Estos materiales son muy problemáticos para la ejecución de excavaciones por su muy baja resistencia al cortante. Es común, que los materiales orgánicos fluyan al realizar excavaciones o se licúen en los eventos sísmicos.
Suelos coluviales	Los suelos coluviales o coluviones son depósitos de ladera, producto de desprendimientos o deslizamiento de roca o suelo y son materiales muy susceptibles a los deslizamientos.
Suelos eólicos	Los suelos Eólicos son transportados por el viento y varían desde Dunas de arena hasta Loess, que son depósitos de arena fina y limos. Generalmente, tienen muy poca vegetación y los materiales son muy ricos en cuarzo y poco densos. El principal problema de los depósitos Eólicos es la erosión.

Suelos glaciales	Los depósitos glaciales son transportados por los glaciales, los cuales, al aumentar la temperatura, se deshielan y se forman estos depósitos de suelo de origen glacial. Los depósitos glaciales pueden variar en composición de tamaño de granos, desde grandes cantos hasta las arcillas.

Fuente: Elaboración propia en base a Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales. Suarez Días, J.

Estructuras geológicas

La estructura geológica es uno de los factores que más influyen en la estabilidad de una excavación; en la tabla 3.13, se muestran el tipo de estructura geológica y los problemas geotécnicos. La tabla 3.14, presenta los tipos de discontinuidades y la tabla 3.15 describe los requerimientos para identificar discontinuidades en fallas.

En rocas plegadas y estratificadas la orientación de los estratos condiciona el comportamiento frente a la estabilidad.

Su influencia es de la siguiente manera:

- Buzamiento de la estructura con respecto a la carretera.
- Dirección de la estratificación a la carretera.
- Tipos de pliegues.

Tabla 3.13 Estructuras geológicas y problemas geotécnicos

Estructuras geológicas y problemas geotécnicos		
Estructuras geológicas	**Características**	**Problemas geotécnicos**
Fallas y estructuras	Superficies muy continuas espesor variable	Roturas, inestabilidades, acumulación de tensiones, filtraciones y alteraciones.
Planos de estratificación	Superficies continuas poca separación	Roturas inestables y filtraciones.
Discontinuidades	Superficies poco continuas Cerradas o poco separadas	Roturas inestables, filtraciones y alteraciones.
Pliegues	Superficie de gran continuidad	Inestabilidad, filtraciones y tensiones condicionadas a la orientación.
Foliación y esquistosidad	Superficie de poca continuidad y cerradas	Anisotropía en función de la orientación.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002.

Tabla 3.14 Tipos de discontinuidades

Tipos de discontinuidades		
Discontinuidades	**Sistemáticas**	**Singulares**
Planares	Planos de estratificación. Planos de laminación. Diaclasas o juntas. Planos de esquistosidad.	Fallas. Diques. Discordancias.
Lineales	Intersección de discontinuidades planares. Lineaciones	Ejes de pliegue.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002.

Tabla 3.15 Discontinuidades y requerimientos

Discontinuidad	Requerimientos
Fallas	Conocer la estructura tectónica regional y local
	Análisis estructural
	Identificación de fallas y su clasificación en función del origen, edad, tipo y geometría.
	Identificación de relleno de falla, su resistencia y expansividad.
	Conocer la transmisibilidad hidráulica,
La representación de los planos es a través de proyección estereográfica.	

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002.

Descripción de las discontinuidades

- Orientación
- Espaciado
- Continuidad y persistencia
- Rugosidad.
- Resistencia de las paredes
- Abertura
- Relleno
- Filtraciones

Descripción de orientación

La orientación de un plano se refiere a la posición de un plano en el espacio quedando definido entre dos ángulos: el rumbo y la inclinación del plano.

La orientación e inclinación de los planos estratigráficos contenidos en un corte determinan la estabilidad del talud. Un plano estratigráfico opuesto a la línea de la carretera proporciona estabilidad en las paredes del talud, contrario a los planos que buzan hacia la carretera, son susceptibles a los deslizamientos.

La orientación de una discontinuidad en el espacio queda definida por su dirección de buzamiento (dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte) y por su buzamiento (inclinación respecto a la horizontal de dicha línea). Su medida se realiza mediante la brújula con inclinómetro.

Las discontinuidades tienen características que identifican y zonifican un talud, la tabla 3.16 describe el espaciado de las discontinuidades; la tabla 3.17 presenta la descripción de medir la continuidad de las discontinuidades; la tabla 3.18, rugosidad de las discontinuidades y la tabla 3.19 la abertura de las discontinuidades.

Tabla 3.16 Descripción del espaciado en discontinuidades

Descripción	Espaciado
Extremadamente junto	<20 mm
Muy Junto	20 – 60 mm
Junto	600 – 200 mm
Moderadamente junto	200 – 600 mm
Separado	600 – 2,000 mm
Muy separado	2,000 – 6,000 mm
Extremadamente separado	>6,000 mm

Fuente: International Society for Rock Mechanics, ISMR, 1981

Tabla 3.17 Descripción de la continuidad de discontinuidades

Continuidad	Longitud
Muy baja continuidad	<1 m
Baja continuidad	1 – 3 m
Continuidad media	3 – 10 m
Alta continuidad	10 – 20 m
Muy alta continuidad	>20 m

Fuente: International Society for Rock Mechanics, ISMR, 1981

Tabla 3.18 Descripción de la rugosidad

Escalonada	Rugosa	I
	Lisa	II
	Pulida	III
Ondulada	Rugosa	IV
	Lisa	V
	Pulida	VI
Plana	Rugosa	VII
	Lisa	VIII
	Pulida	IX

Fuente: International Society for Rocks Mechanics, ISRM 1981

Tabla 3.19 Descripción abertura

Abertura	Descripción
<0.1 mm	Muy cerrada
0.1 – 0.25 mm	Cerrada
0.25 – 0.50 mm	Parcialmente abierta
0.50 – 2.5 mm	Abierta
2.5 – 10 mm	Moderadamente ancha
>10 mm	Ancha
1 – 10 cm	Muy ancha
10 - 100 cm	Extremadamente ancha
>1 m	Cavernosas

Fuente: International Society for Rocks Mechanics, ISRM 1981

Descripción de resistencia en las paredes

Influye en la resistencia al corte y en su deformabilidad. Depende del tipo de matriz rocosa, del grado de alteración y de la existencia o no del relleno. En discontinuidades sanas y limpias, la resistencia sería la misma de la matriz rocosa, pero generalmente es menor debido a la meteorización de las paredes: los procesos de alteración afectan en mayor grado a los planos de discontinuidad que a la matriz rocosa.

La resistencia puede determinarse en campo con el martillo Schmidt, aplicándolo directamente en el plano de la discontinuidad. Con los valores obtenidos se puede clasificar la roca por su resistencia, tabla 3.20.

Tabla 3.20 Clasificación en base a la resistencia de la roca

Resistencia a la compresión simple (MPa)	Descripción
1-5	Muy blanda
5-25	Blanda
25-50	Moderadamente dura
50-100	Dura
100-250	Muy Dura
>250	Extremadamente dura

Fuente: Miller, 1965.

Miller, 1965, presenta una correlación para el martillo de Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote, ver la figura 3.4, sin embargo, esta figura es a manera de ejemplo ya que cada martillo de Schmidt contiene una tabla comparativa única.

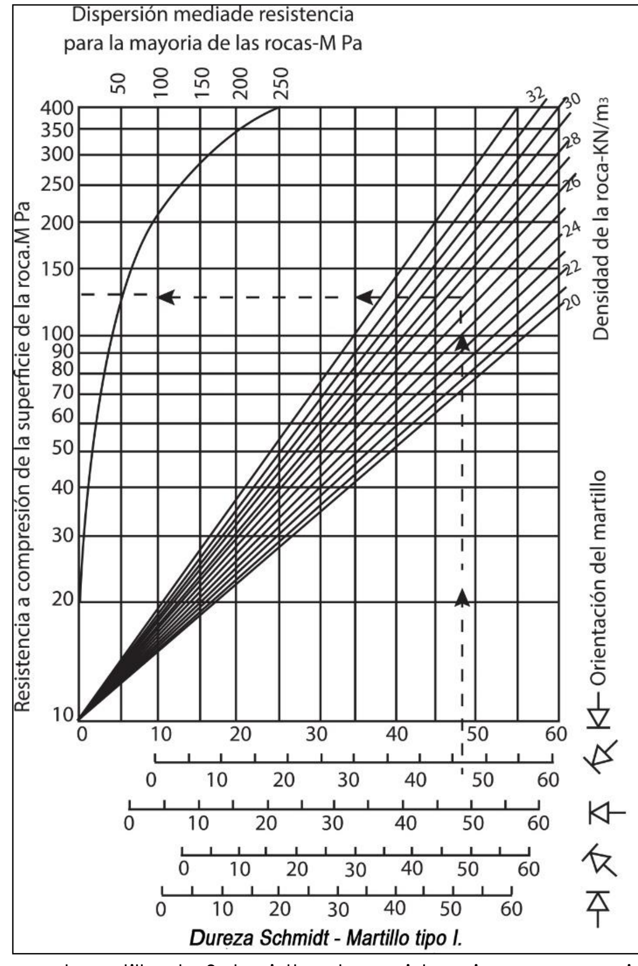


Figura 3. 4 Correlación para el martillo de Schmidt entre resistencia a compresión, densidad de la roca y rebote (Miller, 1965).

Descripción de relleno

El relleno puede ser distinto a los de la roca y de propiedades físicas y mecánicas variables. Debe tenerse en cuenta que, si se trata de materiales blandos o alterados, éstos pueden sufrir variaciones importantes en sus propiedades resistentes a corto plazo si cambia su contenido en humedad o si tiene lugar algún movimiento a lo largo de las juntas.

Características del relleno que se deben describir en afloramiento:

- Naturaleza (identificación del material, descripción mineralógica y tamaño de grano)
- Espesor o anchura (se mide directamente con una regla)
- Resistencia al corte (puede utilizarse la tabla de clasificación de suelos y roca por su resistencia a la compresión simple tabla 3.21).
- Permeabilidad (está condicionado por la matriz y el número de fracturas del macizo rocoso)

Tabla 3.21 Estimación aproximada y clasificación de la resistencia a compresión simple de suelos y rocas a partir de índice de campo

Clase	Descripción	Identificación de campo	Aproximación al rango de resistencia a compresión simple (MPa)
S_1	Arcilla muy blanda	El puño penetra fácilmente varios cm.	<0.025
S_2	Arcilla débil	El dedo penetra fácilmente varios cm.	0.025-0.05
S_3	Arcilla firme	Se necesita una pequeña presión para hincar el dedo.	0.05-0.1
S_4	Arcilla rígida	Se necesita una fuerte presión para hincar el dedo.	0.1-0.25
S_5	Arcilla muy rígida	Con cierta presión puede marcarse con la uña.	0.25-0.5
S_6	Arcilla dura	Se marca con dificultad al presionar con la uña.	>0.5
R_0	Roca extremadamente blanda	Se puede marcar con la uña.	0.25-1.0
R_1	Roca muy blanda	La roca se desmenuza al golpear con la punta del martillo. Con una navaja se talla fácilmente.	1.0-5.0
R_2	Roca blanda	Se talla con dificultad con una navaja. Al golpear con la punta del martillo se producen pequeñas marcas.	5.0-25
R_3	Roca moderadamente dura	No puede tallarse con la navaja. Puede fracturarse con un golpe fuerte del martillo.	25-50
R_4	Roca dura	Se requiere más de un golpe de martillo para fracturarla.	50-100
R_5	Roca muy dura	Se requiere muchos golpes con el martillo para fracturarla.	100-250
R_6	Roca extremadamente dura	Al golpearla con el martillo sólo saltan esquirlas.	>250

Fuente: International Society for Rock Mechanics, ISMR, 1981

Filtraciones

Cuando el flujo circula por la matriz rocosa el cual está relacionado directamente con la porosidad se llama: permeabilidad primaria y cuando el flujo circula por las discontinuidades se llama: permeabilidad secundaria. Tabla 3.22 hace observaciones respecto a las filtraciones en discontinuidades, con relleno y sin relleno.

Tabla 3.22 Descripción de las filtraciones en discontinuidades

Clase	Discontinuidades sin relleno	Discontinuidades con relleno
I	Junta muy plana y cerrada. Aparece seca y no parece posible que circule agua.	Relleno consolidado y seco no parece posible la circulación.
II	Junta seca sin evidencia de flujo de agua.	Relleno húmedo pero sin agua libre.
III	Junta seca pero con evidencia de flujo de agua	Relleno mojado con goteo ocasional.
IV	Junta húmeda pero sin agua libre.	Relleno con muestras de lavado, flujo continuo (estimar caudal)
V	Junta con rezume, ocasionalmente goteo pero sin flujo continuo.	Relleno localmente lavado, flujo considerable según canales preferentes (estimar caudal)
VI	Junta con flujo continuo de agua (estimar el caudal en l/min. y la presión,	Relleno completamente lavado, presiones de agua elevadas.

Fuente: International Society for Rock Mechanics, ISMR, 1981

3.1.4 Definición del tipo de rotura en roca y suelo

En la tabla 3.23 se observa los tipos de rotura en suelo y roca con una breve definición

Tabla 3.23 Definición de tipo de rotura en roca y suelo

TIPOS DE ROTURA		
	Tipos de rotura	**Definición**
TALUDES EN SUELOS	Aproximadamente circula	La más frecuente, con su extremo inferior en el pie del talud, (deslizamiento de pie) cuando este está formado por terreno homogéneo o por varios estratos de propiedades geotécnicas homogéneas.
	Casi circular, pero pasando por debajo del pie del talud	Cuando se dan las condiciones para un deslizamiento profundo.
	Superficie plana	Cuando el talud está formado por estratos o capas de diferente competencia. Se considera "infinito" cuando la superficie de contacto se encuentra paralelo al talud, entre el terreno superficial (coluvial o residual) y roca subyacente.
	Superficie poligonal	Formado por varios tramos planos.
LUDES EN ROCA	Rotura plana	Se produce a favor de una superficie preexistente: estratificación, juntas tectónicas, falla, etc. La condición básica discontinuidades buzando a favor del talud y con su misma dirección.
	Rotura en cuña	Deslizamiento de un bloque en forma de cuña formada por dos planos de discontinuidad a favor de la línea de intersección.
	Vuelco de estratos	Macizos rocosos con estratos buzando contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o sub paralela al mismo.

	Rotura por pandeo	Se produce a favor de planos de estratificación a favor del talud con buzamiento mayor que el ángulo de rozamiento interno.
	Rotura curva	Puede ocurrir en macizos rocosos blandos y en macizos muy alterados o intensamente fracturados.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

3.1.5 Cartografía geológica-geotécnica a escala entre 1:2000 y 1:500

La Internacional Association of Engineering Geology (IAEG), debido a la complejidad del medio geológico y a las diferentes finalidades y aplicaciones de los mapas geotécnicos, no existe un procedimiento estándar, existiendo diferencias de los mapas con respecto a los datos presentados como a la forma de presentarlos; la tabla 3.24 hace una representación cartográfica de los elementos cartográficos básicos para mapas geotécnicos. La figura 3.5, ejemplifica cómo pueden presentarse los datos geotécnicos puntuales de ensayos geotécnicos.

La información sobre las características y propiedades geotécnicas de los suelos y rocas que deben presentarse sobre el mapa:

- Asignación de propiedades geológico-geotécnicas a los diferentes conjuntos litológicos o unidades establecidas.
- Delimitación de las unidades homogénea respecto de alguna propiedad (resistencia, densidad, plasticidad, grado de fracturación, grado de alteración, etc.)
- Zonificación de unidades geotécnicamente homogéneas y asignación de valores cuantitativos.
- Los datos representarlos mediante isolíneas de valores cuantitativos.

Es frecuente emplear símbolos gráficos geomorfológicos y geológicos estándar, pero no las letras y números que se emplean para definir las litologías y edades de las formaciones geológicas, ya que no aportan información sobre sus propiedades físicas y mecánicas.
Usualmente se incluye también clasificaciones geológico-geotécnicas de los materiales, columnas de sondeos, hojas de los resultados de ensayos y fotografía de algunos aspectos de interés geotécnico.

La leyenda debe detallar y aclarar la información contenida en el mapa, siendo frecuente que ésta sea amplia y explícita, y que incluya tablas de clasificación y datos complementarios.

Tabla 3.24 Representación cartográfica de los elementos básicos en mapas geotécnicos

Escala	Clasificación de suelos y rocas	Propiedades geológico-geotécnicas	Condiciones hidrológicas	Condiciones geomorfológicas	Procesos dinámicos
Pequeña	Colores y tramas. Letras y números.	Colores y tramas	Símbolos y valores numéricos	Curvas de nivel. Símbolos puntuales para elementos geomorfológicos.	Símbolos
Media			Contornos y líneas Valores numéricos	Curvas de nivel. Límites y rasgos morfológicos de detalle.	
Grande		Colores y tramas Valores numéricos Diagramas y gráficos	Líneas de isovalores Valores numéricos		Contornos y líneas

Fuente: González y otros 2002

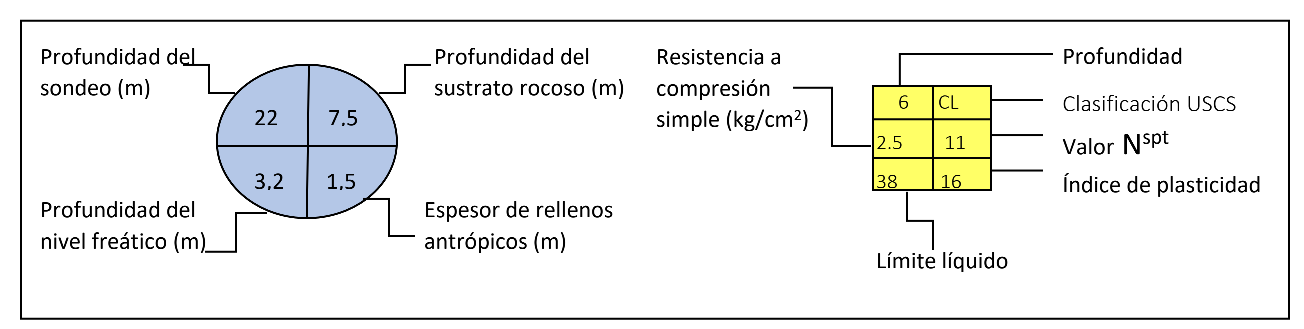


Figura 3. 5 Ejemplo de diagrama para representación de datos geotécnicos puntuales de sondeos o ensayos. Fuente: González y otros 2002.

En cuanto a la leyenda debe detallar y aclarar la información contenida en el mapa, siendo frecuente que ésta sea amplia y explícita, y que incluya tablas de clasificación y datos complementarios. En las hojas pueden incluirse, junto a la leyenda, mapas sintéticos auxiliares o complementarios a escala pequeña, mucho menor que la del mapa geotécnico.

3.2 Calicatas en suelos o rocas intemperizadas

La toma de muestras en calicatas u otro tipo de excavación en suelo, pueden tomarse muestras alteradas o inalteradas. Las muestras alteradas se extraen con palas o métodos manuales introduciéndolas en bolsas de plástico resistentes. La cantidad de muestra a tomar depende de la granulometría de los materiales y del tipo de ensayos a realizar; la figura 3.6 ejemplifica el volumen de la muestra aplicado a los diferentes ensayos. Tabla 3.25, presenta un registro en calicatas.

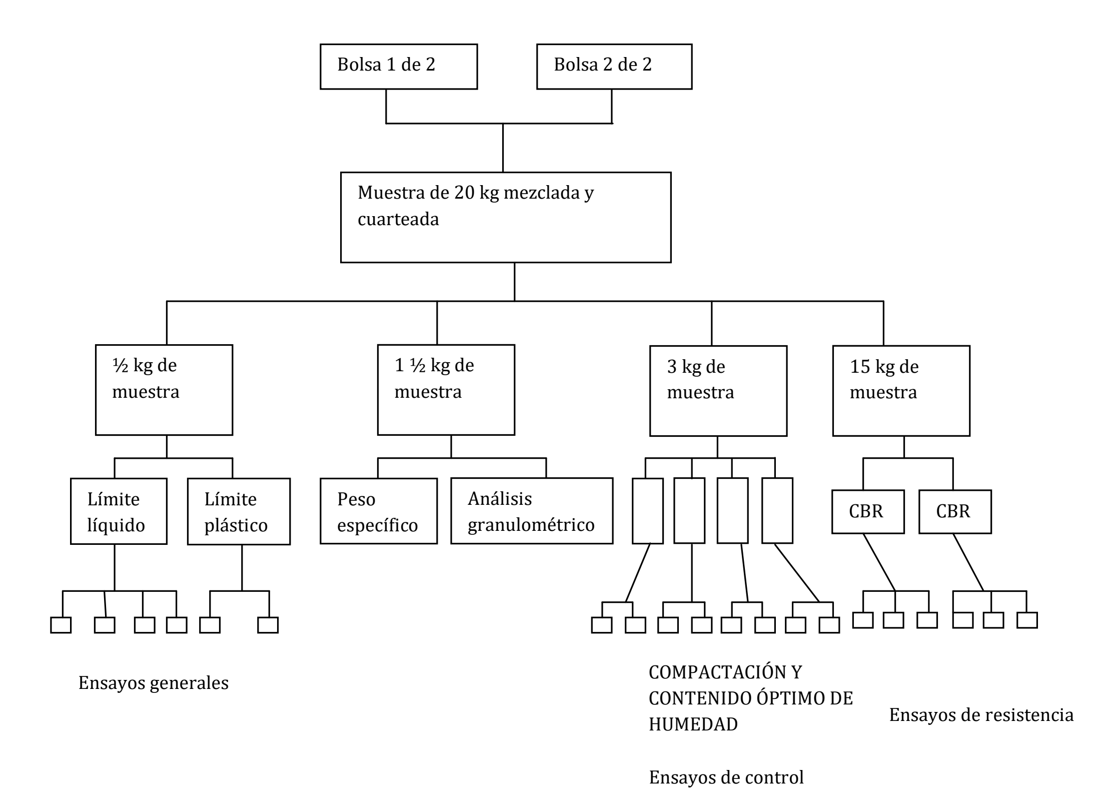


Figura 3. 6 Proceso de cuarteo de muestras alteradas. Crespo, 1980.

Tabla 3.25 Registro en calicatas

OBRA:			
CALICATA:		MAQUINARIA:	
LOCALIZACIÓN:			COORDENADAS
FECHA DE REALIZACIÓN:			X:
SUPERVISOR:			Y:
PROFUNDIDAD: de (m) a (m)	DESCRIPCIÓN		COLUMNA
FOTOGRAFÍA: (al momento de tomar la fotografía, una hoja o una pizarra se coloca sobre un lado de la pared de la calicata, con la información siguiente: Número de la calicata, profundidad de la calicata, ubicación en coordenadas de la calicata, ayudará a identificarlas en oficina al momento de tabulación de la información).			
OBSERVACIONES:			

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

- ### Muestras alteradas

Lo forma el material disgregado o fragmentado, en las que no se toman precauciones especiales para conservar las características de estructura y humedad; oportunamente conviene conocer el agua original del suelo; se toman muestras; se envasan y transportan en forma adecuada.

Las muestras alteradas de suelos podrán obtenerse de una excavación, de un frente ya sea de corte o de banco o bien, de perforaciones llevadas a profundidad.

- **Muestras inalteradas**

Son aquellas en la que se conserva la estructura y la humedad que tiene el suelo en el lugar donde se obtiene la muestra. Las muestras inalteradas se obtendrán de suelos finos que puedan labrarse sin que se desintegren.

La obtención puede efectuarse en el piso o en una de las paredes de una excavación, en la superficie del terreno o en la de una terracería.

En la tabla 3.26 se presenta un resumen del procedimiento para la toma de muestras en taludes y pozos a cielo abierto, alteradas y no alteradas.

Tabla 3.26 Procedimiento de toma de muestras de materiales alterados e inalterados

Muestras alteradas		Muestras inalteradas	
Toma de muestras individuales de un pozo a cielo abierto (pozo de 1.50 x 1.50 m de sección y de profundidad requerida.		Toma de muestra normalmente de 0.30 x 0.30 x 0.30 en superficie más o menos plana.	
Procedimiento	– Se rebaja la parte seca y suelta de suelo con el propósito de obtener una superficie fresca. – Se toma una muestra en cada capa en un recipiente y se coloca una tarjeta de identificación. – Las muestras se envían en bolsas a laboratorio.	Procedimiento	– Se limpia y alisa la superficie del terreno y se marca el contorno del trozo. – Se excava una zanja alrededor de esto. – Se ahonda la excavación y se cortan los lados del trozo, empleando un cuchillo de hoja delgada. – Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo. – La cara del trozo extraído que corresponda al nivel del terreno se marca con una señal cualquiera para conocer la posición que ocupaba en el lugar de origen. Se achaflanan las aristas de la muestra y se le aplican tres capas de parafina caliente con una brocha. – Si la muestra no va hacer usada pronto, necesita una protección adicional a las tres capas de parafina. Esta protección consiste en envolver la muestra con una tela blanda, amarrándola con un cordel. Hecho esto se sumerge la muestra entera en parafina fundida las veces necesarias. Si la muestra es enviada a un laboratorio lejano, luego del recubrimiento con parafina, se debe empacarla con aserrín, paja o papel en una pequeña caja.

	Muestras alteradas		Muestras inalteradas
	Toma de muestras individuales por perforaciones con barrena.		Toma de muestra en sondeo a cielo abierto o de la pared de un corte
Procedimiento	– Se coloca el suelo excavado en hilera con el debido orden. – Se toma una porción representativa de cada clase de suelo encontrado y se colocan en bolsas separadas con su identificación correspondiente. – Las bolsas con material se envían a laboratorio	Procedimiento	– Se limpia y alisa cuidadosamente la cara de la superficie y se marca el contorno. – Se excava alrededor y por atrás dándole forma al trozo, para ello se usa un cuchillo de hoja delgada. – Se corta el trozo con el cuchillo y se retira del hoyo cuidadosamente. Se marca la cara superior. – Se parafina, para su traslado a laboratorio.
	Toma de muestras integrales, ya sea de zanjas abiertas o de cortes.		Toma de muestras a profundidad de un sondeo
Procedimiento	– Se retira la capa de despalme superficial. – Se quita el material seco y suelto para obtener una superficie fresca de donde obtener la muestra. – Se extiende una lona impermeable al pie del talud para recoger la muestra. – Se excava un canal vertical de sección uniforme desde la parte superior hasta el fondo, depositando el material en la lona impermeable. – Se recoge todo el material excavado, se coloca en una bolsa con su etiqueta de identificación y se envía a laboratorio.	Procedimiento	– A través de barrenas perforar hasta la profundidad deseada. – Se extrae la muestra inalterada con tubo Shelby, que consiste en un tubo metálico con pared delgada y extremo afilado. – Se fuerza dentro del terreno, no con golpes. – Una vez obtenida la muestra, se rotula, con una flecha se indica la parte inferior y superior de la muestra y el rango de profundidad que se obtuvo. – Se parafina los extremos del tubo Shelby y se envía a laboratorio.

Fuente: Elaboración propia en base a Crespo, 1980.

Las descripciones del proceso de testificación geotécnica en perforación se dividen: básicos, métodos de perforación y progreso de la perforación tabla 3.27.

Tabla 3.27 Información para el registro de testificación geotécnica en perforación

Básicos	– Proyecto – Nombre y número de referencia – Número de sondeo – Coordenadas – Inclinación y orientación – Fecha – Contratista – Supervisor – Sondista
Método de perforación	– Máquina – Tipo de perforación – Diámetro – Características de los útiles de perforación, tipos de lodo, tipos de circulación (directa o inversa) – Otras características técnicas.

Progreso de la perforación	– Maniobras – Metros de avance – Velocidad de avance – Resistencia al avance – Porcentaje de recuperación en cada maniobra – Perdidas y filtraciones de fluidos – Inestabilidades de las paredes – Niveles freáticos – Número de golpes para la inca de la toma muestras – Ensayos realizados, etc.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

Si una muestra alterada llega al laboratorio con humedad que permita su fácil disgregación, no es necesario someterla a un proceso de secado; en caso contrario, la muestra debe ser secada ya sea extendiéndola al sol sobre una superficie limpia, o bien colocándola en una charola o bandeja dentro de un horno a baja temperatura (50°C), o secándola lenta y cuidadosamente en una estufa a bajo calor.

- **Disgregación de las muestras alteradas**

Tiene como finalidad llevarla a un estado semejante al que van a presentar en la obra durante el proceso de construcción, debe prevalecer el criterio del ingeniero para decidir hasta dónde llevarse a cabo el proceso de desintegración del material según, equipo y procedimiento de construcción.

Procedimiento para disgregación de muestras alteradas

- Utilizar un mazo de madera de 9.5 cm por lado y de 15 cm de altura con un mago saliendo de la cara posterior de la base y cuyo peso es aproximadamente de 1 kg. El mazo generalmente está forrado en la base con una cubierta de cuero.
- Se tamiza el material por una malla No. 4 (4.76 mm) y el retenido se coloca en una charola y se macea, dejando caer el mazo de madera sobre el material en forma vertical y desde una altura aproximada de 20 cm.
- Una vez disgregada la muestra retenida en la malla No. 4 (4.76 mm), se mezcla con la que pasó dicha malla y se somete al proceso de cuarteo.

Proceso de cuarteo

- Con la muestra disgregada, se forma un cono colocando con una pala el material en el vértice de éste y permitiendo que se acomode.
- Con la misma pala, que debe ser rectangular, se forma un cono truncado de unos 15 cm de altura y se divide en cuadrantes por medio de una regla.

- Se mezcla el material de dos cuadrantes opuestos y se repite la operación hasta obtener la cantidad deseada

3.3 Sondeos verticales o inclinados

Cada talud representa características diferentes y el criterio del profesional a cargo del proyecto debe prevalecer. En el apartado 2.4.3 cuantificación se presentan figuras 2.20, la que muestra el número de sondeos para taludes donde no se conoce los límites de falla (se sospecha que puede ocurrir un deslizamiento) y cuando se conoce los límites de falla (deslizamiento activo).

El número depende de los objetivos y alcance de las investigaciones, así como de la representatividad de la zona investigada por cada sondeo. La profundidad debe pasar el sustrato más profundo que pudiera verse afectado por estructuras, filtraciones, deformaciones, etc.

3.3.1 Sondeos de rotación

Los sondeos a rotación con batería y obtención de testigo continuo es el procedimiento más extendido para obtener muestras en cualquier investigación geotécnica. La figura 3.7 muestra una máquina para sondeos de rotación Long-year 38.

Con este método puede obtenerse testigos en cualquier tipo de terreno, aunque en suelos cohesivos blandos, grandes bolos y limos deben tomarse precauciones. Las profundidades alcanzadas en geotecnia no pasan los 100 m, pero este tipo de equipos puede perforar hasta 1000 m. González, 2002.

En este procedimiento de perforación es necesaria una corona de corte, ubicada en la boca del tubo del receptor de muestra. La corona puede ser de dos tipos dependiendo el material usado en la fabricación:

- Las coronas de diamante: tienen un cuerpo de acero que está unido a una matriz, formada por una aleación metálica que contiene diamantes, compuestas por polvo de carburo de wolframio y bronce. Figura 3.8.
- Coronas de *widia*: El cuerpo de la corona es de acero y en el borde cortante se incrustan prismas de *widia* (carburo de Tungsteno, con un 10% de cobalto para darle resistencia al choque). Figura 3.9.



Figura 3. 8 Máquina de rotación Long-year 38. R &R perforaciones



Figura 3. 7 Coronas de diamante. R &R perforaciones.



Figura 3. 9 Coronas de *widia*. R &R perforaciones.

Las baterías de rotación pueden ser de tubo simple o doble. En el tubo simple, el fluido de perforación lava toda la superficie del testigo y puede haber pérdidas en recuperación. En el tubo doble, el agua desciende por el contacto de ambos tubos. Es hasta en la base de la corona donde se puede producir lavado del testigo.

3.3.2 Sondeos a percusión

Se utiliza tanto en suelos granulares como en suelos cohesivos, pudiendo atravesar suelos de consistencia firme a muy firme. Puede alcanzar profundidades de 30 ó 40 m, siendo las más frecuentes de 15 a 20 m.

- **Ensayos SPT (Standard Penetration Test)**

La Normas ASTM D 1586 lo definen como un ensayo de campo que mide la resistencia a la penetración del terreno mediante la hinca dinámica de un sacamuestras que tiene una forma normalizada.

El sistema de perforación consiste en la hinca de tubos de acero mediante golpeo de una maza de 120 kg que cae de una altura de 1 m. Se deben contar los golpes necesarios para la penetración de cada tramo, lo que permite conocer la compacidad del suelo atravesado, ver figura 3.10 y figura 3.11.



Figura 3.10 Sondeo de percusión. Geotec, S de R.L.

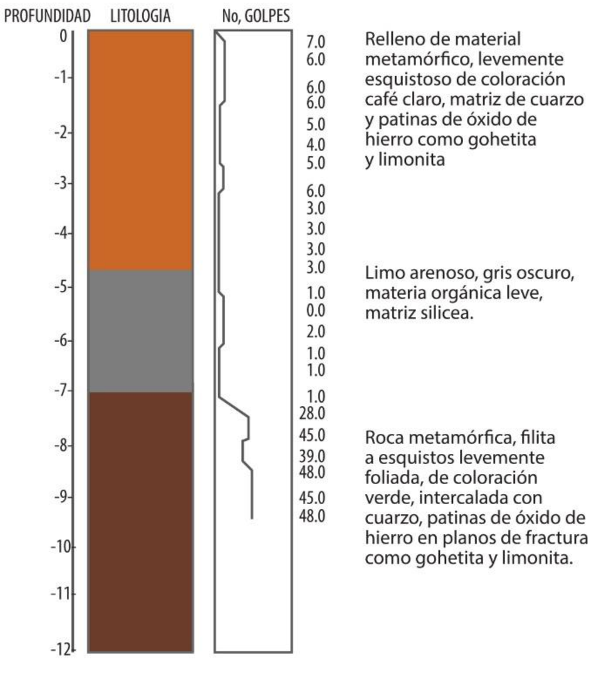


Figura 3.11 Compacidad de los suelos, sondeo realizado en Roatán, Honduras.

Se aplica a todo tipo de suelo e incluso en rocas blandas y alteradas. Se perfora hasta la cota deseada para el ensayo. Los pasos generales son:

- Antes de iniciar la penetración estándar, se limpia con el barreno una profundidad de 30 cm, sacando muestras y describiéndolas visualmente.
- Una vez limpio el agujero se procede a la penetración. Armando el tomamuestra y enroscando bien cada una de sus piezas.
- Enroscar el tomamuestra a las varillas de tal manera que cubran la profundidad que se esté perforando.
- Colocar el tomamuestra e introducirlo en el agujero formado con el barreno en la limpieza.
- Coloque el martillo arriba y fije el yunque a la parte superior de las varillas de muestreo. Descanse el peso muerto de la muestra, varillas, yunque y peso de la unidad en el fondo del pozo.
- Marcar la profundidad de inicio al 0.1 pies más cercano (0.30 m). Comparar la profundidad de inicio de muestreo hasta la profundidad de limpieza.
- Marque en las varillas de perforación en tres intervalos de 0.5 pies (0.15 m) para el avance de la muestra bajo el impacto.

- Hinque la muestra con golpes del martillo de 140-lbf (623-N) y cuente la cantidad de golpes aplicados en cada incremento de 0.5 pies (0.15-m) hasta que ocurra uno de los siguientes:

  Se han aplicado un total de 50 golpes durante cualquiera de los tres incrementos de 0.5 pies (0.15-m) descritos. Se han aplicado un total de 100 golpes. No hay avance observado del muestreador durante la aplicación de 10 golpes sucesivos del martillo.

- Registre el número de golpes (N) necesarios para avanzar del muestreador a cada 0.5 pies (0.15 m) de penetración o fracción de los mismos.
- Los primeros 0.5 pies (0.15 m) se consideran una unidad de asiento. La suma de la cantidad de golpes requeridos para el segundo y tercero tramo de 0.5 pies (0.15 m) cada uno se denomina "resistencia a la penetración estándar" o el "valor N".

Factores que afectan el resultado

- Preparación y calidad del sondeo: limpieza y estabilidad de las paredes de la perforación
- Longitud del varillaje y diámetro del sondeo: condicional el peso del elemento a hincar y la fricción con las paredes del sondeo
- Dispositivo del golpeo: Puede ser manual o automático, existiendo diferencias notables entre los resultados de ambos. Los dispositivos automáticos garantizan la aplicación de la misma energía de impacto en todos los casos

Terzaghi y Peck, 1948; cuando el ensayo se realiza por debajo del nivel freático se utiliza la siguiente corrección (aplicable a suelos poco permeables, limos y arenas finas). N = 15 + ((N´- 15)/2)
Válida para N´>15, siendo N el valor corregido y N´ el valor medido.

La comparación entre SPT y el ángulo de rozamiento interno en suelos granulares se ve en la tabla 3.28. La tabla 3.29, compara el tipo de suelo y resistencia, para suelos granulares.

Tabla 3.28 Comparación entre SPT y el ángulo de rozamiento interno en suelos granulares

N (SPT)	Compacidad	Angulo de rozamiento interno (ϕ)
0 – 4	Muy floja	28
4 – 10	Floja	28 - 30
10 - 30	Medianamente densa	30 - 36
30 - 50	Densa	36 - 41
> 50	Muy densa	>41

Fuente: González y otros 2002

Tabla 3.29 Comparación del tipo de suelo y resistencia en suelos granulares

Tipo de suelo	Flojo	Medianamente denso	Denso
Limo no plástico	26 - 30	28 - 32	30 - 34
Arena uniforme fina a media	26 - 30	30 - 34	32 - 36
Arena bien graduada	30 - 34	34 - 40	38 - 46
Mezcla de arena y grava	32 - 36	36 - 42	40 - 48

Fuente: González y otros 2002

- **Ensayo de penetración estática, CPT (CONE PENETRATION TEST)**

El ensayo CPT está estandarizado por la norma ASTM D-3441 y consiste en hincar verticalmente a presión un cono en el suelo a una velocidad constante de 10 y 20 mm/seg.
Miden la reacción del suelo ante la penetración continua de una punta cónica mediante dos parámetros:

- La resistencia de punta (qc) y
- Rozamiento lateral (fs)

El ensayo se realiza principalmente en arcillas blandas, limos blandos y en depósitos de arena fina a media (no funciona en gravas o depósitos cohesivos de gran dureza)

Piezocono, CPTU

Ensayo de Penetración Estática (CPT, Cone Penetration Test) con medida de las Presiones Intersticiales (CPTU), está estandarizada por la norma ASTM D-5778; es un método versátil, rápido y preciso para determinación de los parámetros geotécnicos de suelos que van desde arenas gruesas hasta arcillas.

Es un equipo que además de medir (q_c) y (f_s), registra las presiones intersticiales (u) que se van generando ante la hinca; también se pueden instalar sensores adicionales de temperatura, inclinación, etc.

Procedimiento:

Se hinca en el suelo una punta cónica a presión y a velocidad constante, midiendo el esfuerzo necesario para la penetración del cono.

Se realizan en suelos granulares y en suelos cohesivos de consistencia blanda.

La presencia de bolos, gravas, suelos cementados y roca produce rechazo y daños en los equipos.

Se utilizan para el cálculo de cimentaciones y proporcionan información continua del terreno ensayado.

Principales ventajas:

- Proporciona una estratigrafía continua, identificando pequeños lentes y capas.

- Rápida recolección e interpretación de datos (2 a 3 veces más rápido que los métodos convencionales)
- Amigable con el ambiente. No produce desperdicios y requiere de agua.

- **Ensayo DPSH (DYNAMIC PROBING SUPER HEAVY)**

Es uno de los ensayos de penetración dinámica y pueden realizarse a profundidades mayores de 25 metros. La maza es de 63.5 kg siendo la altura de caída de 0.75 m. los golpes necesarios para la hinca se registran cada 20 cm (N_{20}). La tabla 3.30, muestra los ensayos de resistencia in situ.

Tabla 3.30 Muestra los ensayos de resistencia in situ

<table>
<tr><td rowspan="18">Ensayos de resistencia in situ</td><td rowspan="8">En suelos</td><td>Ensayo de Penetración Estándar(SPT)</td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="5">Ensayo de Penetración Dinámica</td><td>Ensayos Borros</td></tr>
<tr><td>Ensayo DLP (Dynamic Probing Light)</td></tr>
<tr><td>Ensayo DPM (Dynamic probing Medium)</td></tr>
<tr><td>Ensayo DPH (Dynamic Probing Heavy)</td></tr>
<tr><td>Ensayo DPSH (Dynamic Probing Super Heavy)</td></tr>
<tr><td>Ensayo de Penetración Estática (CPT)</td><td rowspan="6"></td></tr>
<tr><td>Ensayo de Molinete (Vane Test)</td></tr>
<tr><td rowspan="2">En matriz rocosa</td><td>Esclerómetro o martillo de Schmidt</td></tr>
<tr><td>Ensayo de carga puntual</td></tr>
<tr><td rowspan="2">En discontinuidades</td><td>Ensayo de resistencia al corte</td></tr>
<tr><td>Tilt Test</td></tr>
<tr><td rowspan="5">De deformabilidad</td><td rowspan="2">En suelos</td><td>Ensayo presiométrico</td></tr>
<tr><td>Ensayo de placa de carga</td></tr>
<tr><td rowspan="3">En rocas</td><td>Ensayo dilatométrico</td></tr>
<tr><td>Ensayo de placa de carga</td></tr>
<tr><td>Ensayo de gato plano</td></tr>
<tr><td>Métodos sísmicos</td><td colspan="2"></td></tr>
</table>

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

3.3.3 Sondeos con barrena helicoidal

Su uso se limita a suelos relativamente blandos y cohesivos. Entre sus ventajas se encuentra el bajo coste y la facilidad de desplazamiento y rápida instalación de los equipos.

Los sondeos incluyen desde los que se realizan manualmente con profundidades entre 2-4 m y diámetro de 1-2 pulgadas y los mecánicos, para profundidades de unos 40 m y diámetros de 3,4, 6 y 8 pulgadas.

El tipo de muestra que se obtiene es alterada si se obtiene con barrena normal. Con barrena hueca, permiten obtener muestras inalteradas sin extraer a la superficie la maniobra y están formadas por un tubo central de mayor diámetro que en las normales.

3.3.4 Testigos geológicos geotécnicos

Consisten en la descripción litológica-geotécnica de los testigos y muestras obtenidos de los sondeos y datos de perforación; en la tabla 3.31, presenta un registro de sondeo en suelos y en la tabla 3.32, se presenta un registro en sondeo en roca.

Tabla 3.31 Registro de sondeos en suelo

Empresa				**Registro de sondeo en suelos**						
				Proyecto:						
Sondeo No.:		**Situación:**			**Coordenadas:**		**X:** **Y:** **Z:**			
FECHA:				**PROFUNDIDAD:**	**HOJA:**					
PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD TRAMO (m)	NIVEL FREÁTICO	COLUMNA	DESCRIPCIÓN	MUESTRAS	No. GOLPES S.P.T/MI	LIMITES DE ATTERBERG		HUMEDAD (%)	CLASIFICACIÓN U.S.C.S
							LL (%)	IP (%)		
OBSERVACIONES:										
MI: Muestra inalterada MA: Muestra alterada SPT: Ensayo de Penetración Estándar					TP: Testigo parafinado. N.F.: Nivel freático MNC: Muestra no conseguida					

Fuente: González y otros 2002

Tabla 3.32 Registro de sondeos en roca

Empresa				**Registro de sondeo en roca**					
				Proyecto:					
Sondeo No.:	**Situación:**				**Coordenadas:**		**X: Y: Z:**		
FECHA:			**PROFUNDIDAD:**		**HOJA:**				
PROFUNDID. (m)	LONGITUD TRAMO (m)	NIVEL FREÁTICO	COLUMNA	DESCRIPCIÓN DEL TESTIGO	MUESTRA	RECUPERAC. (%)	R.Q.D (%)	FRACT. N/30 cm	DISCONT.
OBSERVACIONES:									
MI: Muestra inalterada MA: Muestra alterada SPT: Ensayo de Penetración Estándar					TP: Testigo parafinado. N.F.: Nivel freático MNC: Muestra no conseguida				

Fuente: González y otros 2002

3.3.5 Estratigrafía

Estudia la sucesión de los depósitos sedimentarios, generalmente ordenados en capas o estratos.

Partiendo de este concepto, cada estrato tiene características físicas, químicas y biológicas específicas que cambian horizontal y verticalmente, algunas de estas tipologías presentes en la secuencia estratigráfica son: granulometría, orientación de la estratificación, buzamiento de la estratificación, inclinación, diaclasas, pliegues, contactos, discordancias, fallas, deformaciones litológicas por esfuerzos de compresión y distención, filtraciones, alteraciones, etc.

La estabilidad vial está determinada por la resistencia y constancia del estrato donde yace la sub base, un cambio de estratificación requiere de cambios de análisis en suelos para determinar sus características y definir la estabilidad de la secuencia vial.

Los buzamientos de estratos a favor de la carretera, generalmente produce deslizamientos de los horizontes de suelo o fragmentos rocosos dependiendo de sus características geomecánicas.

Las fallas y diaclasas presentes en una secuencia litoestratigráfica siempre son zonas de debilidad y requiere tratamiento especial, además que permite el flujo de agua subterránea factor desencadenante de deslizamientos.

El plegamiento representa zonas que han sufrido compresión y distención, por consiguiente, la resistencia del material es variable, aunque represente la misma litología.

Los cambios litológicos producidos en los contactos, discordancias, fallamiento, plegamientos, etc. representan cambios de resistencia en el lecho de la carretera. La figura 3.12, perfila la geomorfología en el lecho de un río, conformado por una unidad aluvional, lutitas y carbonatos interestratificados, la secuencia es repetitiva, sin embargo, una falla normal ha desacomodado el orden de los estratos requiriendo un análisis más detallado para poderlas correlacionar. Una interpretación semejante debe realizarse en el tramo de proyecto con la finalidad de determinar contrastes litológicos y estructurales, consecuentemente cambios de resistencia.

Nótese que en la figura 3.12, el sondeo 01 y 02 (S-01, S-02) están verticales, el barreno corta completamente los contactos de las unidades litológicas, las columnas litológicas representan la sección cortada por el barreno; el S-03 está inclinado debido a que la estratificación es vertical y al inclinarlo se obtiene la mayor información de la unidad, igual con el S-04 se orientó para conocer el contacto entre las rocas lutitas y carbonatos por debajo de la superficie. La configuración de los sondeos permite determinar estructuras y litología a la vez, se obtiene un mejor modelo geológico del subsuelo.

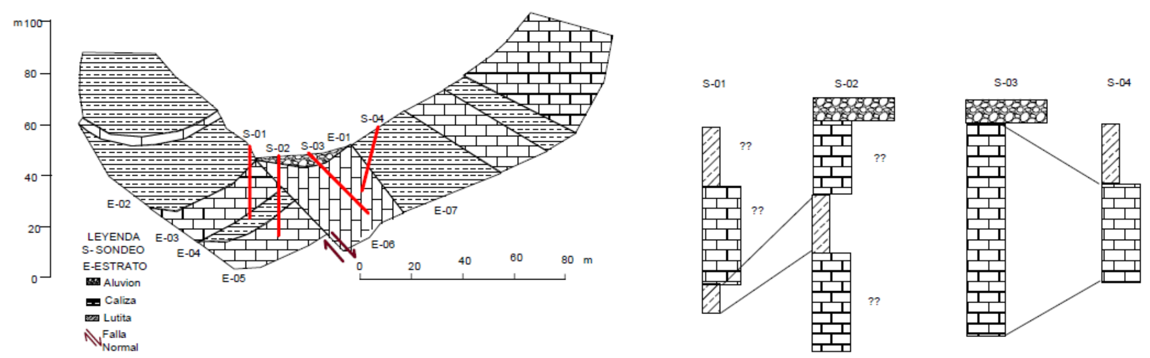


Figura 3.12 Perfil y columnas litológicas
Fuente: Elaboración propia

3.3.6 RQD

El índice RQD (Rock Quality Designation) representa la relación entre la suma de las longitudes de los fragmentos de testigos mayores de 10 cm y la longitud total del tramo considerado. La tabla 3.33 presenta los valores del RQD y su calidad.

$$\text{RQD} = \frac{\Sigma \text{ longitud de los trozos de testigo} > 10\ cm}{longitud\ total} x\ 100$$

Tabla 3.33 Valores de RQD y su calidad

RQD (%)	Calidad
< 25	Muy mala
25 - 50	Mala
50 - 75	Media
75 - 90	Buena
90 - 100	Muy Buena

Fuente: Deere, 1989

Para la estimación del RQD se consideran sólo los fragmentos o trozos de testigo de material fresco, excluyéndose los que presentan un grado de alteración importante (a partir de grado IV inclusive) para los que se considera un RQD = 0%. La medida del RQD se debe realizar en cada maniobra del sondeo o en cada cambio litológico, siendo recomendable que la longitud de maniobra no exceda de 1.5 m. El diámetro mínimo de los testigos debe ser 48 mm. La medida de la longitud del testigo se realiza sobre el eje central del mismo, considerándose los fragmentos con, al menos, un diámetro completo. La figura 3.13, muestra el proceso para medir y calcular el RQD.

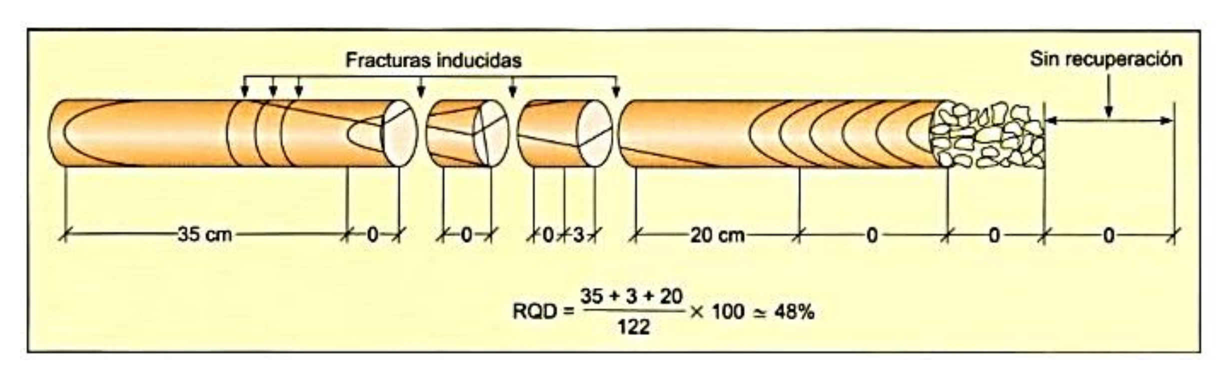


Figura 3.13 Proceso para medir y calcular el RQD. González (2002)

3.3.7 Instrumentación para ensayos de geotécnica in situ

Su finalidad es determinar el comportamiento y características del terreno para predecir su evolución frente a cargas, movimientos, empujes y demás acciones tanto naturales como inducidas por las obras.

La tabla 3.34 contiene ensayos realizados in situ para obtener las propiedades geotécnicas (resistencia, deformabilidad, permeabilidad) y el tipo de material donde se practica. Tabla 3.35, presenta ensayos de resistencia practicados en el lugar de la obra. Para los ensayos de deformabilidad ver la tabla 3.36.

Tabla 3.34 Ensayos in situ: propiedades geotécnicas y tipo de material

Propiedad geotécnica	Tipo de material	
	Suelos	Roca
Resistencia	-Penetración estándar (SPT)* -Penetración dinámica -Penetración estática y CPTU -Molinete (vane test)*	-Martillo Schmidt -Carga puntual. -Corte directo.
Deformabilidad	-Placa de carga -Presiómetros*	-Dilatómetro. -Placa de carga. -Gato plano
permeabilidad	-Lefranc* -Gilg Gavard* -Matsuo** -Haefeli**	-Ensayos Lugeon*.
*ensayos en sondeos. **ensayos en calicatas y zanjas.		

Fuente: González y otros 2002

Tabla 3.35 Ensayos in situ de resistencia

Ensayo	Lugar	Descripción	Características	Resultados
Penetración estándar (SPT)	En el interior de sondeos.	Resistencia a la penetración de una puntaza mediante golpeo con una energía normalizada.	En suelos, especialmente en materiales no cohesivos.	Valor N de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos.
Penetrómetro dinámico	A partir de superficie hasta una profundidad de ≈25 m.	Medida de la resistencia a la penetración de una puntaza mediante golpeo con una energía normalizada.	Tipos: DPL, DPM, DPH y DPSH. No se obtienen muestras.	Medida indirecta de la resistencia del terreno mediante el valor N_B. Se puede relacionar con el SPT.
Penetrómetro estático	A partir de superficie hasta una profundidad ≈ 30 m.	Registro continuo de la resistencia a la penetración de una punta y un vástago mediante presión.	En suelos granulares y cohesivos blandos. Cuando se instala un piezocono se pueden medir presiones intersticiales. No se obtiene muestras.	Resistencia por punta, rozamiento lateral y presiones intersticiales.
Molinete	En el interior de sondeos.	Medida del par de giro necesario para la rotura del terreno.	En materiales cohesivos blandos saturados.	Resistencia al corte sin drenaje.
Martillo Schmidt	Sobre superficie de roca.	Medida del rebote registrado al efectuar una percusión con el martillo en la zona elegida.	Permite ensayar rocas y discontinuidades.	Resistencia a compresión simple del material a partir de correlaciones.
Carga puntual (PLT)	Sobre muestras de roca.	Medida de la carga necesaria para la rotura de una muestra mediante	Sobre testigos de sondeos o fragmentos de roca.	Resistencia a compresión simple del material a partir de correlaciones.

		compresión entre puntas.		
Corte in situ	En galerías, zanjas y pozos.	Medida de la tensión tangencial necesaria para producir la rotura a través de una discontinuidad sometida a una determinada carga normal.	Puede emplearse la célula de Hoek para muestras pequeñas o testigos en campo.	Resistencia al corte de un plano de discontinuidad.

Fuente: González y otros 2002

Tabla 3.36 Ensayos in situ de deformabilidad

Ensayo	Lugar	Descripción	Características	Resultados
Placa de carga en suelos	Zanjas, pozos y en superficie.	Medida de las deformaciones producida al aplicar cargas verticales conocidas mediante una placa lisa y rígida.	Las placas pueden tener dimensiones variables (30 x 30 a 100 x 100 cm).	Módulo de Young y coeficiente de balasto.
Placa de carga en macizos rocosos.	En galerías y túneles	Medida de las deformaciones producidas al aplicar cargas conocidas mediante una placa lisa y rígida.	Las placas pueden tener dimensiones variables (30 x 30 a 100 x 100 cm). Resulta difícil aplicar cargas > 200 t.	Módulo de Young
Presiómetro (en suelos)	En el interior de sondeos.	Medida de la deformación del terreno al ir aplicando una serie de presiones controladas en suelos.	Aplicable en materiales con E< o = 6.000 MPa. Puede ejercer presiones hasta 20 MPa.	Módulo de deformación presiométrico.
Dilatómetro (en roca)	En el interior de sondeos.	Medida de la deformación del terreno al ir aplicando una serie de presiones controladas en rocas.	Aplicable en materiales con E< o = 15.000 MPa. Puede ejercer presiones hasta 20 MPa.	Módulo de deformación dilatométrico.
Gato plano	En superficie, galerías, túneles.	Medida de la deformación a lo largo de una hendidura creada en la roca.	Hasta 70 MPa.	Módulo de deformación y estado tensional.

Fuente: González y otros 2002

3.4 Piezómetros, ensayos lefranc y bombeo

3.4.1 Piezómetro

Es el instrumento utilizado para determinar la presión del agua en el terreno o nivel de agua en perforaciones. Clasificación de piezómetros: Pueden ser de tubo abierto, neumáticos o de cable vibratorio. El uso depende de las características del funcionamiento del piezómetro y de su precisión. La figura 3.14 muestra un ejemplo de piezómetro para el monitoreo de aguas subterráneas.

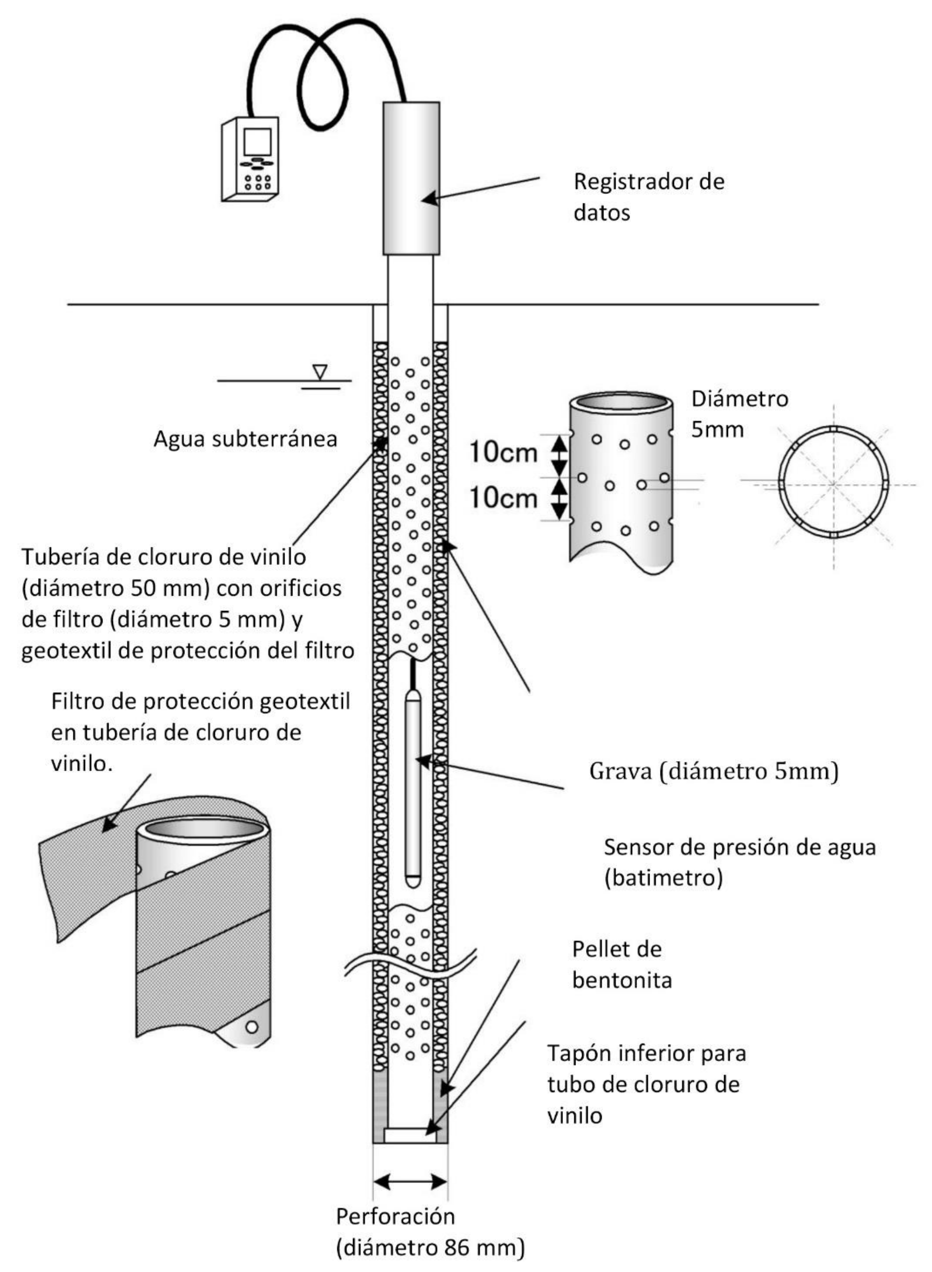


Figura 3.14 Monitoreo de agua subterránea (piezómetro)

Instalación del piezómetro

La instalación más común es a través de una perforación vertical. La punta del piezómetro debe colocarse dentro de una bolsa de arena en la zona específica donde se desea medir la presión de poros.

La longitud de esta bolsa debe ser mayor que cuatro veces el diámetro de la perforación y preferiblemente no mayor de 30 centímetros. Se recomienda utilizar arena lavada con tamaños de partículas entre 0.2 y 1.2 milímetros.

Generalmente se usa bentonita como sello por encima de la bolsa de filtro y si el piezómetro no se instala en el fondo del sondeo, debe colocarse un sello de bentonita por debajo de la bolsa de filtro.

La longitud del sello de bentonita es entre 30 y 50 centímetros de longitud. La longitud restante del sondeo se rellena con una lechada de cemento y bentonita. Una vez instalado el piezómetro, es importante construir una caja superficial para inspección, el cual debe tener un sistema de seguridad tipo cerradura.

Uso de los piezómetros en estudios de deslizamientos

Se instalan como parte de la investigación del sitio y en ocasiones, antes que se tenga información sobre la localización de la superficie de falla.

3.4.2 Ensayo LEFRANC

Mide el coeficiente de permeabilidad en suelos permeables o semipermeables, de tipo granular, situados por debajo del nivel freático, y en rocas muy fracturadas. El ensayo se efectúa en el interior del sondeo y puede realizarse durante la ejecución de la perforación.

El procedimiento consiste en rellenar de agua el sondeo y medir el caudal necesario para mantener el nivel constante (ensayo de régimen permanente) o bien medir la velocidad de descenso del nivel de agua (ensayo de régimen variable). La medida de caudal de admisión debe realizarse cada 5 minutos, manteniendo el nivel constante en la boca del sondeo durante 45 minutos. Si la admisión es muy alta, debe medirse cada minuto durante los 20 primeros y después cada 5 minutos hasta llegar a los 45 minutos.

Antes de medir tiempos y caudales, debe llenarse el sondeo de agua, observando que el aire es expulsado y que se estabiliza el nivel y velocidad de descenso, lo que indica que ha alcanzado el régimen permanente. La tabla 3.37, es un formato con las variables que deben considerarse al momento de hacer un ensayo Lefranc carga variable.

Ensayo de permeabilidad Lefranc carga variable

Tabla 3.37 Formato para ensaye de permeabilidad Lefranc carga variable

PROYECTO:		PROF. DE ENSAYO: DE (m) a(m) SONDEO No.		
ÁREA	FECHA:	ENSAYE Nº.		
LITOLOGÍA DEL TRAMO:	HORA INICIO: HORA FINAL:	ENSAYO REALIZADO		TIPO DE ENSAYO

t1 h1 z Nivel de Terreno Δh t2 ha d h2 Nivel Freático L D	Debajo N.F		Infiltración	
	Arriba N.F		Bombeo	
	Con artesianismo		Recuperación	
			Rebajamiento	
	CONDICIONES DE LAS MEDIDAS			
	Rebajamiento	Cilindro		
		Diámetro = cm		
		Revestimiento		
	Hidrómetro			
	Probeta			

h_1	Altura del agua en el revestimiento por encima del nivel del terreno		cm	Z: Descenso del nivel con respecto al tiempo. Δh_i =Pérdida de carga encada unidad de tiempo
h_2	Profundidad del revestimiento		cm	
h_a	Profundidad del nivel freático medida desde el nivel del terreno		cm	
L	Longitud del tramo de ensayo		cm	
d	Diámetro interno del revestimiento HW		cm	
D	Diámetro del tramo de ensayo HQ		cm	
Δh	Pérdida de carga		cm	
t_1	Tiempo de inicio del ensayo		Seg.	
t_2	Tiempo que finalizó en ensayo		Seg.	
H_1	Carga hidráulica al inicio del ensayo: $H_1 = h_1 + h_a$		cm	
H_2	Carga hidráulica al finalizar el ensayo: $H_2 = H_1 - \Delta h$		cm	

TIEMPO DE ENSAYO			
t(min)	z(cm)	Δh_i (cm)	GRAFICA
0			
1			
2			
3			

CALCULO DEL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD		
$k = \dfrac{d^2 \ln\left[\dfrac{L}{D} + \sqrt{1+\left(\dfrac{L}{D}\right)^2}\right] \ln\left(\dfrac{H_1}{H_2}\right)}{8L\left(t_2 - t_1\right)}$	=	cm/seg
OBSERVACIONES:		

Fuente: Elaboración propia en base a trabajos realizados

3.4.3 Registro de aguas subterráneas para la detección del paso de flujo

El registro se realiza para planificar el drenaje subterráneo del agua subterránea para la estabilidad del talud. El registro puede encontrar el flujo de paso o el acuífero objetivo que se va a drenar. El registro se lleva a cabo en un pozo con una tubería apantallada instalada.

El equipo de medición es un comprobador eléctrico con conexión de cable al peso de la punta de la barra de hierro, que medirá la resistencia eléctrica específica (Ωm) o la resistencia eléctrica (Ω). La longitud del cable que se conecta al peso de la punta de la barra de hierro debe ser mayor que el objetivo. La sal se debe mezclar en el tanque de agua a una concentración de electrolito de aproximadamente el 1% antes de colocarla en el pozo.

El trabajo de registro debe llevarse a cabo después de cualquier evento de lluvia.

La resistencia eléctrica del agua subterránea en el pozo debe medirse a intervalos de 0.5 m como valor inicial.

La solución de electrolito como se indicó anteriormente se debe bombear al pozo con una manguera de plástico.

Medir la resistencia eléctrica específica a un intervalo de 50 cm de la profundidad del pozo en 10, 30, 60, 120 y 180 minutos después de colocar y mezclar la solución de sal en el pozo. Si existe un paso de agua subterránea, el agua salada puede reemplazarse con agua pura en la trayectoria del flujo, y la resistencia eléctrica del agua subterránea aumentará.

En la figura 3.15 se muestra un ejemplo del gráfico de registro de aguas subterráneas. La resistencia eléctrica aumenta a medida que pasa el tiempo a ciertas profundidades de la trayectoria del flujo de agua subterránea.

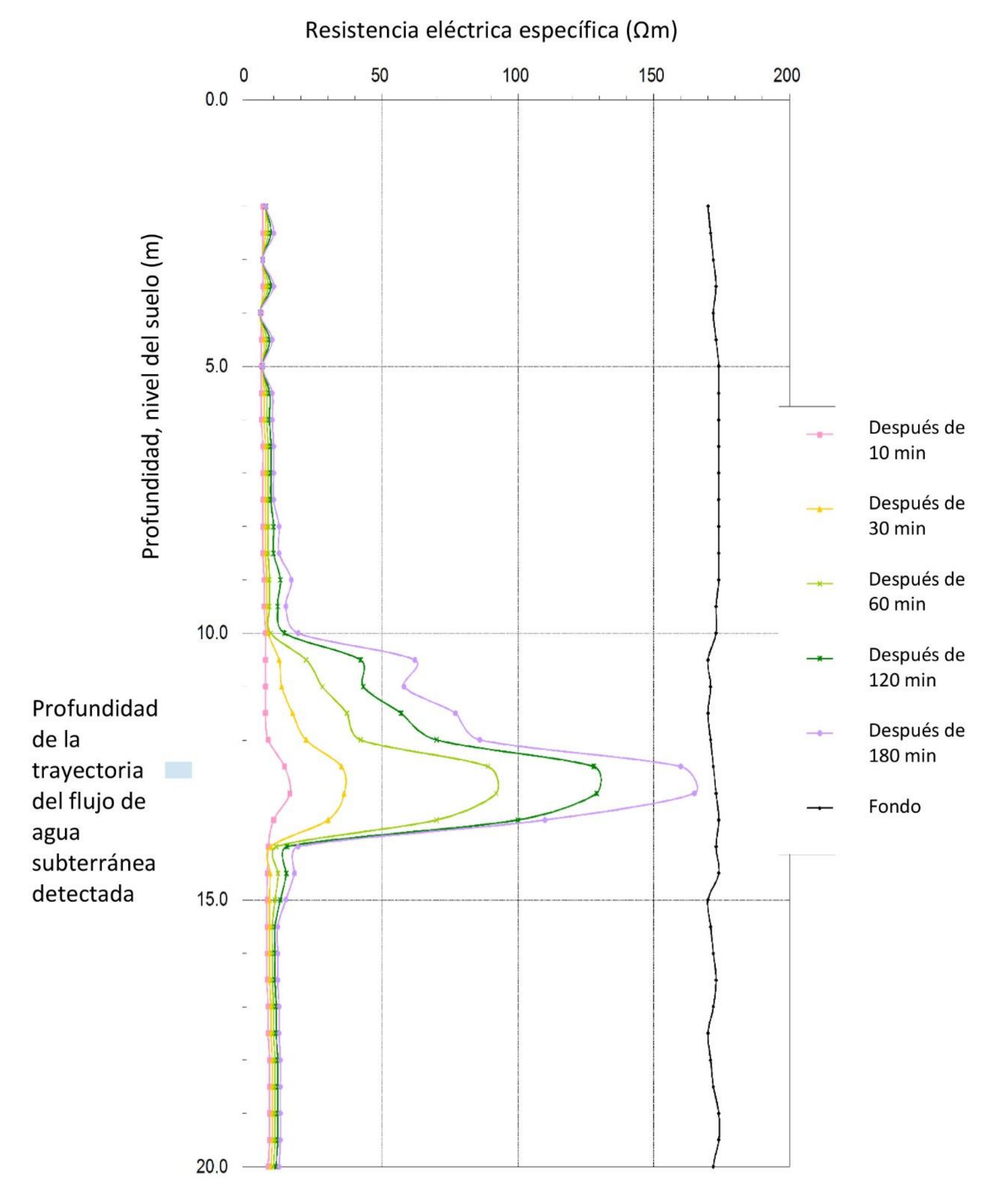


Figura 3.15 Ejemplo de resultado del registro de agua subterránea

3.5 Geofísica de superficie

Tiene como finalidad determinar la resistividad de las rocas, estructura interna y sobre todo, el contenido de agua.

3.5.1 Métodos eléctricos

En la tabla 3.38, se hace una clasificación de los métodos eléctricos: sondeos eléctricos verticales, calicatas eléctricas y dipolo-dipolo con el procedimiento para llevarse a cabo cada uno de ellos. La figura 3.16, equipo para sondeos eléctricos; figura 3.17, hinca de electrodos sobre la línea eléctrica; figura 3.18, tendido eléctrico sobre la línea del sondeo eléctrico.

Tabla 3.38 Clasificación de métodos eléctricos y procedimiento

Método eléctrico	Procedimiento
Sondeos eléctricos verticales (sev)	– Se emplea generalmente la configuración de Schlumberger. – Se separa sucesivamente los electrodos de corriente A y B del punto central, siguiendo una línea recta y medir la resistividad en cada disposición. – A medida que se distancian los electrodos, la resistividad aparente corresponde a mayor espesor del estrato. – Los resultados que se obtienen del SEV es la variación de la resistividad con la profundidad en el punto central investigado. – Alcanza profundidades entre 0 a 200 m.
Calicatas eléctricas (CE)	– Se emplea la configuración tipo Wenner, donde las distancias entre electrodos A – M, M- N y N – B son iguales, moviendo lateralmente el dispositivo a lo largo de un perfil seleccionado. – Se detectan las variaciones laterales de la resistividad aparente a una profundidad aparentemente constante. – Las profundidades de investigación están entre 0 y 50 m.
Dipolo-dipolo	– Se sitúa el dipolo MN lateralmente al AB y alineado con él. – Manteniendo fijo el dipolo AB, se desplaza sucesivamente el MN. – Luego, se mueve un paso AB y se repite el proceso.

Fuente: Elaboración propia en base a González 2002



Figura 3.16 Equipo para sondeos eléctricos. Cortesía de: Geociencia aplicada



Figura 3.18 Hinca de electrodos para sondeos eléctricos. Cortesía de Geociencia aplicada

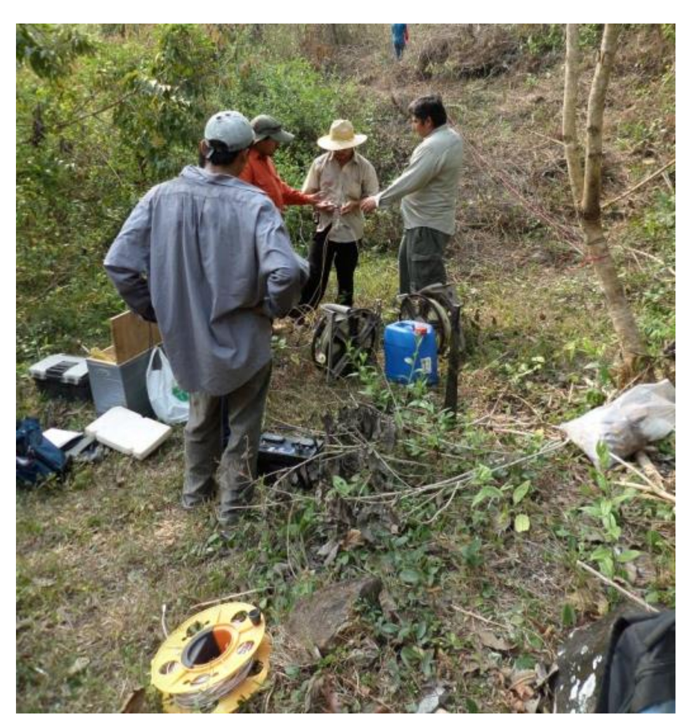


Figura 3.17 Tendido eléctrico e hinca de electrodos en sondeos eléctricos. Cortesía de: Geociencia aplicada

3.5.2 Métodos sísmicos

Sísmica de refracción

Es el método más utilizado, estudia la propagación en el terreno de las ondas sísmicas producidas artificialmente con las cuales se puede obtener una imagen aproximada de la estratigrafía del terreno.

Los contactos entre los cuerpos geológicos con diferente velocidad de transmisión de las ondas sísmicas, definen superficies de separación en las que las ondas sufren refracción, reflexión o difracción.

Aplicación:

Determina la profundidad del basamento rocoso o estratigrafía del subsuelo.

Definición de la velocidad de ondas S (V_s) y velocidad de ondas P (V_p) para determinación de los parámetros mecánicos (Coeficiente de Poisson y módulos de elasticidad-deformación Edin, y el módulo de corte (Young) dinámico, compresibilidad volumétrica y edométrica. Establece las condiciones de la roca (meteorización, fracturación).

Se utiliza para determinar la profundidad del nivel freático.

Clasificación geomecánico de las rocas. Definición del índice Q de Barton.

Definición de índice de fracturación (RQD), densidad (rocas sedimentarias), porosidad (areniscas).

Determinación de la excavabilidad, ripabilidad (capacidad de una roca de ser fracturada y movida por una máquina pesada).

Sísmica de reflexión

Es más utilizado para la definición de estructuras geológicas profundas.

Consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas, generadas mediante una fuente de energía apropiada (martillo, pistola, caída de peso, dinamita, etc.) y medir el tiempo de trayecto de esas ondas una vez reflejada en las distintas capas o interfaces con suficiente contraste de impedancia acústica.

El método más utilizado para reordenar las trazas es el CMP (Common Midpoint) con el que la traza obtenida tiene una mejora considerable en relación señal/ruido).

El conjunto de todas las trazas CMP constituye la denominada Sección Sísmica de Reflexión, que es el resultado final de este método. Esta sección es una imagen del subsuelo que representan las irregularidades del terreno y que equivale a un corte del terreno con la distribución de las litologías, definición de la red de fallas y fracturas, caracterización del macizo rocoso mediante su velocidad sísmica (ondas P reflejadas) y grado de fracturación.

Aplicaciones

- Estratigrafía a profundidad (determinación de la geometría del terreno)
- Fracturación del terreno y localización de fallas
- Determinación de la calidad de la roca mediante análisis de velocidad de onda reflejada
- Estudios estructurales para minería, túneles, presas, acuíferos
- Secciones del terreno para recursos energéticos (gas)

3.5.3 Otros métodos

Existen otros métodos los cuales se muestran de manera generalizada y se presenta una clasificación de ensayos geofísicos en la figura 3.19.

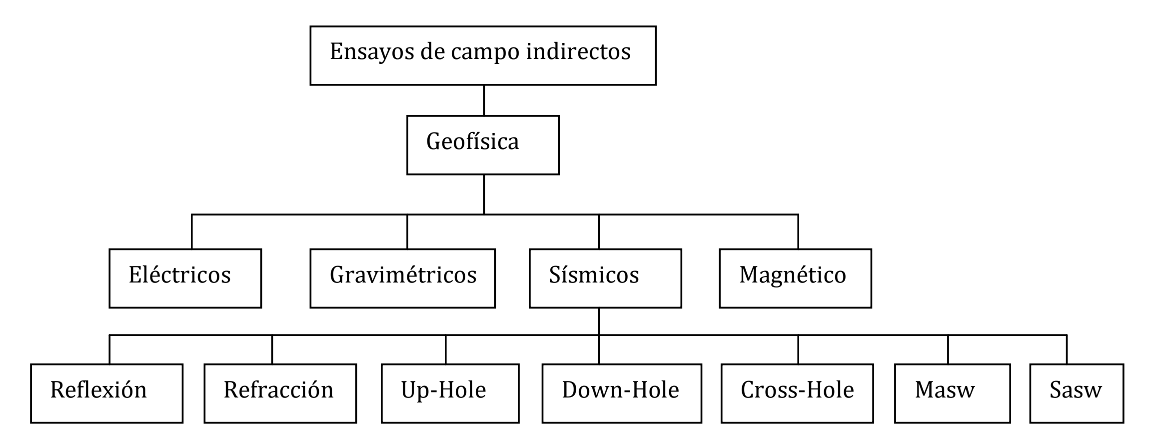


Figura 3.19 Clasificación de métodos sísmicos

En la tabla 3.39, clasifica métodos geofísicos, los subdivide en técnicas y presenta aplicaciones, es recomendable que para la aplicación de las técnicas geofísicas sea un profesional especializado en la materia quien se responsabilice en la logística del método, obtención de resultados e interpretación de la información.

Tabla 3.39 Clasificación de métodos geofísicos

Métodos	Técnicas	Aplicaciones
Eléctrico	S.E.V	Interpretación geológica, grado de alteración, cubicación de materiales, contenido en agua y salinidad.
	Calicatas eléctricas	*Idem* al anterior pero para el estudio de su variación lateral.
	Dipolo-dipolo	*Idem* al anterior pero para el estudio a lo largo de la sección.
Sísmico	Sísmica de refracción	Espesor de recubrimientos, excavabilidad, cubicación de áreas de préstamo, calidad de la roca, condiciones de cimentación.
	Sísmica de reflexión	Investigación geológica profunda en obras subterráneas y laderas.
Electromagnético	EM en dominio de frecuencias	Interpretación geológica, grado de alteración, contenido en agua y salinidad.
	EM en dominio de tiempos	*Idem* al anterior pero a grandes profundidades

Métodos	Técnicas		Aplicaciones
	V.L.F		Resistividad del terreno en superficie, interpretación geológica y variaciones laterales.
	Geo-radar		Vacíos, contactos litológicos, investigación del trasdós de estructuras, etc.
Gravimétrico	Gravimetría		Contacto litológico con contraste de densidad, terrenos blandos, cavidades, zonas de disolución, zonas de falla.
	Microgravimetría		*Idem* al anterior pero a mayor detalle.
magnético	Magnetometría		Vacíos, rellenos de arcilla, conducciones enterradas, fallas, diques, masas mineralizadas.
Sísmica en sondeo	*Cross-hole*		Litología del sondeo, velocidades de onda P y S, módulos dinámicos, propiedades resistentes, excavabilidad, espesor de recubrimientos.
	Down-hole *Up-hole*		
	Tomografía sísmica		Interpretación geológica, cavidades, nódulos dinámicos, velocidades de hondas P y S, propiedades resistentes, zonas de fractura, zonas de alteración, excavabilidad, espesor de recubrimientos.
Testificación geofísica (en el interior del sondeo)	Eléctrica	Resistividad eléctrica Potencial espontáneo Conductividad eléctrica Tomografía eléctrica	Resistencia del material, secuencia litológica, fracturas, salinidad del agua.
	Nuclear o radiactiva	Gamma natural Gamma espectral Neutrón Gamma-Gamma	Investigación de arcillas, contenido de agua, densidad del terreno.
	Sónica o acústica		Propiedades mecánicas, grado de fracturación, secuencia litológica.
	Fluidos	Temperatura Conductividad Velocidad de flujo	Punto s de afluencia de agua al sondeo, niveles freáticos.
	Geométricos	Calibre Diámetro Registro de T.V	Acotación del sondeo, vacíos y fracturas, orientación de discontinuidades.

Fuente: González y otros 2002

3.6 Trabajo de laboratorio

Los tipos de ensayos realizados en suelo y roca en laboratorio se muestran en la tabla 3.40. Los ensayos están normados y por lo general se utiliza la ASTM (American Society for Testing and Materials) o la INV (Instituto Nacional de Vías).

Tabla 3.40 Tipos de ensayo practicados en laboratorio en suelo y roca

Litología	Tipo de ensayo	Norma
En suelo	Granulometría	ASTM D422
	Límites de Atterberg	ASTM D4318
	Clasificación	ASTM D 2487
	Peso específico y humedad	ASTM C-566 ; ASTM C-127; INV E-222, INV E-223, INV E-224,
	Densidad y humedad natural	ASTM D4254, D1556 y D2216
	Permeabilidad (método de carga constante)	ASTM D 2434
	Consolidación	ASTM D 2435
	Corte directo	ASTM D 3080, INVE 154-07
	Compresión no confinada	ASTM D2166
	Ensayo triaxial	ASTM D4767
	Ensayo de compactación en laboratorio	ASTM D4D698
	Contenido en materia orgánica	ASTM D-2974
	Tamaño y forma de las partículas	ASTM C-1260
	Contenido de humedad	ASTM D2216
	Análisis de tamaño de las partículas	ASTM C-136
En roca	Ensayo de carga puntual	ASTM D5731
	Ensayo de compresión simple	ASTM D2938
	Ensayo de resistencia a la tracción	ISRM Doc N°8 1977
	Ensayo de compresión triaxial	ASTM D2664

En el caso de Costa rica posee normativas equivalentes a la ASTM, para algunos tipos de ensayos
Fuente: Elaboración propia

3.6.1 Clasificación de suelos

La clasificación de suelos se hace función de la granulometría, pueden clasificarse en cuatro grandes grupos de acuerdo a las normas: USGS, AASHTO, DIN, ASTM, AENOR, y otras.

Las clasificaciones geotécnicas de suelos (sistema unificado USGS, carta de plasticidad de Casagrande), figura 3.20 y tabla 3.41; y rocas (en base a diferentes propiedades físicas y mecánicas), más la aplicación de expresiones y correlaciones empíricas e índices de campo permiten la evaluación de propiedades geotécnicas y proporcionan datos cuantitativos.

El sistema de clasificación de suelos de acuerdo a AASHTO se presenta en la tabla 3.42 que incluye también el cálculo para determinar el índice del grupo, tabla 3.42 y la carta de clasificación fracción limoso-arcillosa figura 3.21 y la tabla 3.44 es la clasificación de suelo en función de su granulometría.

Las unidades geotécnicas y su distribución espacial generalmente se establecen a partir de la litología, origen y características geológicas de los materiales, de observaciones, medidas de campo, de la fotointerpretación y, en los casos en que es posible o necesario, a partir de la realización de sondeos, ensayos in situ y el análisis de muestras en laboratorio. Según la escala del mapa y los datos disponibles, éstas se definen con distinto grado de homogeneidad.

La IAEG (International Association for Engineering Geology and the Environmen 1981) propone un procedimiento a seguir para la clasificación y descripción de los suelos y rocas con vista a la cartografía geotécnica, incluyendo los siguientes aspectos:

Clasificación y descripción geológica-geotécnica de los suelos:

- *Nombre y tipo:* tamaño de grano, materia orgánica, plasticidad, tipo de depósito genético.
- Descripción del material: color, forma y composición, estado de alteración, resistencia.
- Información geológica adicional: nombre y edad de las formaciones geológicas.
- Rellenos y materiales antrópicos, vertederos.

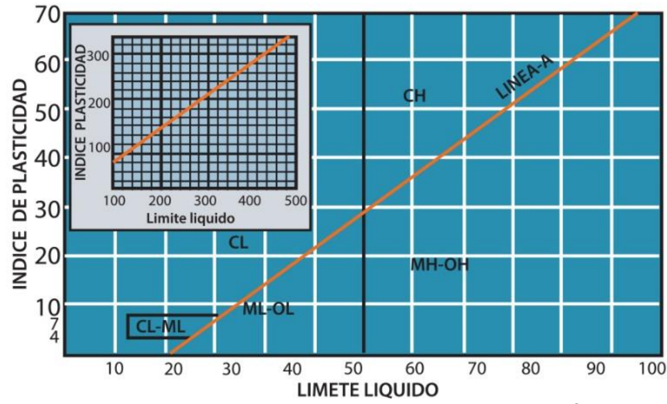


Figura 3.20 Carta de plasticidad de Casa Grande. (González de Vallejo 2002)

Tabla 3.41 Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS)

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7.6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)							**Símbolo del grupo**	**Nombres típicos**
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.°200	(La abertura del tamiz N.° 200 corresponde aproximadamente al tamaño de la menor partícula apreciable a simple vista)	Gravas- más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.°4	Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.° 4 es equivalente a medio centímetro	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos.
					Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios.		GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos.
				Gravas con finos (cantidad apreciable de finos)	Fracción fina no plástica (para la identificación ver el grupo ML más abajo).		GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo.
					Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)		GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla.
		Arenas- más de la mitad de la fracción gruesa pasa el tamiz N.°4		Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios.		SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.
					Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios.		SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos.
				Arenas con finos (cantidad apreciable de finos)	Finos no plásticos (para identificación ver el grupo ML más abajo)		SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas.
					Finos plásticos (para identificación ver el grupo CL más abajo)		SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas.
Suelos de grano fino-Más de la mitad del material pasa por el tamiz N.° 200		Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.° 40						
		Limos y arcillas con límite líquido menor a 50		Resistencia en estado seco (a la desintegración)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)		
				Nula a ligera	Rápida o lenta	Nula	ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas con ligera plasticidad.
				Media a alta	Nula a muy lenta	Media	CL	Arcilla inorgánica de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas.
				Ligera a media	Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
		Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50		Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o con diatomeas, suelos limosos.
				Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas.
				Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta.
Suelos altamente orgánicos				Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa.			Pt	Tuba y otros suelos altamente orgánicos.
Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P.ej., GW-GC, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.								

Fuente: En Lambe y Whitman, 1981

Tabla 3.42 Sistema de clasificación de suelos AASHTO

Clasificación	Materiales granulares (35% o menos pasa por el tamiz N° 200)							Materiales limoso arcilloso (más del 35% para el tamiz N° 200)			
Grupo:	A-1		A-3	A-2-4				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 A-7-6
	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Porcentaje que pasa: N°10 (2mm) N°40 (0,425mm) N°200(0,075mm)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	- 50 máx. 25 máx.	- 51 mín. 10 máx.	- - 35 máx.				- - 36 mín.			
Características de la fracción que pasa por el tamiz N°40 Límite líquido Índice de plasticidad	- 6 máx.		- NP(1)	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. 11 mín.	40 máx. 10 máx.	41 mín. 10 máx.	40 máx. 11 mín.	41 mín. (2) 11 mín
Constituyentes principales	**Fragmentos de roca, grava y arena**		**Arena fina**	**Grava y arena arcillosa o limosa**				**Suelos limosos**		**Suelos arcillosos**	
Características como subgrado	Excelente a bueno							Pobre a malo			
(1): No plástico. (2) El índice de plasticidad del subgrupo A-7-5 es igual o menor al LL menos 30; el índice de plasticidad del subgrupo A-7-6 es mayor que LL menos 30											

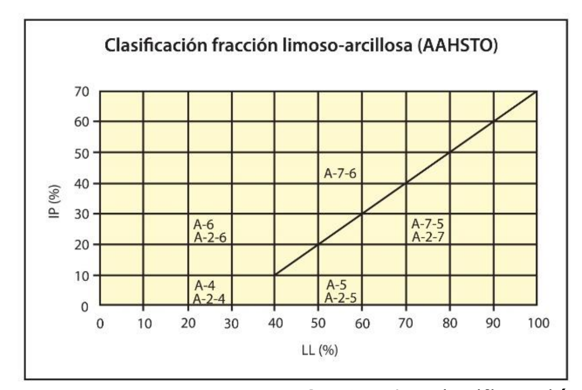
Fuente: https://www.civilexcel.com/2012/02/clasificacion-de-suelos-por-los-metodos.html

Tabla 3.43 Cálculo para determinar el índice del grupo.

Índice de Grupo:
IG = (*F*-35).(0,2+0,005.(LL-40))+0,01.(*F*-15).(*IP*-10).

Siendo:
F: % que pasa el tamiz ASTM n°200.
LL: Límite líquido.
IP: índice de plasticidad

Fuente: https://www.civilexcel.com/2012/02/clasificacion-de-suelos-por-los-metodos.html



Material granular
Excelente a bueno como subgrado
A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa

Figura 3.21 Carta de clasificación fracción limoso-arcillosa AAHSTO.
Fuente: Ingeniería civil práctica (2012). http://ingenipra.blogspot.com/2012/08/clasificacion-de-suelos-por-los-metodos.html

Tabla 3.44 Clasificación de suelo en función de su granulometría

Tipos de suelo	Descripción
Gravas	Tamaño de grano entre unos 8 – 10 cm y 2 mm; se caracteriza porque los granos son observables directamente. No retienen el agua, por los grandes espacios vacíos entre partículas.
Arenas	Comprendidas entre 2 y 0.060 mm, todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.
Limos	Partículas comprendidas entre 0.060 y 0.002 mm. Resisten el agua mejor que las gravas y arenas. Si se forma una pasta agua-limo, si se coloca sobre la mano al golpear con la mano se ve cómo el agua se segrega con facilidad.
Arcillas	Partículas formadas por tamaños inferiores a 0.002 mm. Se necesita transformaciones químicas para llegar a estos tamaños. Capacidad de absorción de agua grande.

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

Descripción y clasificación litológica de rocas

En la descripción y clasificación de un afloramiento rocoso con fines geotécnicos debe considerarse las características de la matriz rocosa, del macizo rocoso y de las discontinuidades:

- **Características de matriz rocosa**: color, textura, fábrica, porosidad, alteración y meteorización, resistencia.
- **Características macizo rocoso**: estructura, orientación e inclinación, número de familias de discontinuidades, tamaño y forma de los bloques, grado de meteorización.
- **Características de las discontinuidades:** (ver tabla 3.45 a la 3.49).

Tabla 3.45 Propiedades de la matriz rocosa y métodos para su determinación

	Propiedades	Métodos de determinación
Propiedades de identificación y clasificación	Composición mineralógica. Fábrica y textura. Tamaño de grano. Color.	Descripción visual. Microscopía óptica y electrónica. Difracción de rayos x.
	Densidad (n)	Técnicas de laboratorio.
	Peso específico (γ).	
	Contenido de humedad.	
	Permeabilidad (coeficiente de permeabilidad, *K*).	Ensayo de permeabilidad.
	Durabilidad. Alterabilidad (índice de alterabilidad).	Ensayos de alterabilidad.
Propiedades mecánicas	Resistencia a compresión simple (σ_c)	Ensayo de compresión uniaxial. Ensayo de carga puntual. Martillo Schmidt.

	Propiedades	Métodos de determinación
	Resistencia a tracción (σ_1)	Ensayo de tracción directa. Ensayo de tracción indirecta.
	Velocidad de ondas sónicas (V_p, V_s).	Medida de velocidad de ondas elásticas en laboratorio.
	Resistencia (parámetros de c y φ	Ensayo de compresión triaxial.
	Deformabilidad (módulos de deformación elástica, estáticos o dinámicos: E, v	Ensayos de compresión uniaxial. Ensayo de velocidad sónica.

Fuente: González y otros 2002

Tabla 3.46 Clasificación de macizos rocosos por el número de familias de discontinuidades

Tipo de macizo rocoso	Número de familias
I	Masivo, discontinuidades ocasionales
II	Una familia de discontinuidades
III	Una familia de discontinuidades más otras ocasionales
IV	Dos familias de discontinuidades
V	Dos familias de discontinuidades más otras ocasionales
VI	Tres familias de discontinuidades
VII	Tres familias de discontinuidades más otras ocasionales
VIII	Cuatro o más familias de discontinuidades.
IX	Brechificado

Fuente: International Society for Rock Mechanics and rock Engineering, ISRM, 1981

Tabla 3.47 Descripción del tamaño de bloque en función del número de discontinuidades

Descripción	J_v (discontinuidades/m^3)
Bloques muy grandes	< 1
Bloques grandes	1 - 3
Bloques de tamaño medio	3 - 10
Bloques pequeños	10 - 30
Bloques muy pequeños	> 30

Fuente: International Society for Rock Mechanics and rock Engineering, ISRM, 1981

Tabla 3.48 Clasificación de macizos rocosos en función del tamaño y forma de los bloques

Clase	Tipo	Descripción
I	Masivo	Pocas discontinuidades o con espaciado muy grande.
II	Cúbico	Bloques aproximadamente equidimensionales.
III	Tabular	Bloques con una dimensión considerablemente menor que las otras dos.
IV	Columnar	Bloques con una dimensión considerablemente mayor que las otras dos.
V	Irregular	Grandes variaciones en el tamaño y forma de los bloques.
VI	Triturado	Masivo rocoso muy fracturado.

Fuente: International Society for Rock Mechanics and rock Engineering, ISRM, 1981

Tabla 3.49 Evaluación del grado de meteorización del macizo rocoso

Grado de meteorización	Tipo	Descripción
I	Fresco	No aparecen signos de meteorización.
II	Ligeramente meteorizado	La decoloración indica alteración del material rocoso y de las superficies de discontinuidad. Todo el conjunto rocoso está decolorado por meteorización.
III	Moderadamente meteorizado	Menos de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
IV	Altamente meteorizado	Más de la mitad del macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. La roca fresca o decolorada aparece como una estructura continua o como núcleos aislados.
V	Completamente meteorizado	Todo el macizo rocoso aparece descompuesto y/o transformado en suelo. Se conserva la estructura original del macizo rocoso.
VI	Suelo residual	Todo el macizo rocoso se ha transformado en un suelo. Se ha destruido la estructura del macizo y la fábrica del material.

Fuente: International Society for Rock Mechanics and rock Engineering, ISRM, 1981

3.6.2 Distribución granulométrica

Para el análisis granulométrico se utiliza la vía seca para partículas de tamaños superiores a 0.075 mm. Granulometría por sedimentación mediante el hidrómetro (vía húmeda) para tamaños iguales o inferiores a 0.075 mm.

- **Procedimiento para análisis vía seca**

  - Se toma una muestra representativa del suelo
  - Se seca y se disgrega
  - Se le hace pasar por un conjunto de tamices (cuyos tamaños suelen ir disminuyendo en progresión geométrica de razón 2) agitando el conjunto
  - Se pesa lo retenido en cada tamiz, con lo que, conociendo el peso inicial de la muestra, se determina el porcentaje de material
  - Con estos datos se puede elaborar la curva granulométrica

- **Plasticidad**

La granulometría proporciona una primera aproximación a la identificación del suelo, pero a veces queda poco claro (arena limo-arcillosa por ejemplo), se utiliza unos índices, derivados de agronomía, que definen la consistencia del suelo en función del contenido de agua, a través de la determinación de la humedad: peso del agua del suelo dividido

por el peso del suelo seco (el peso del agua se determina por diferencia entre el peso de la muestra de suelo antes y después de secarlo en estufa el tiempo necesario para que se evapore esa agua).

Atterberg definió tres límites:

Consistencia, separa el estado de sólido seco y el semisólido.
Límite plástico (W_p), separa el estado semisólido del plástico.
Límite líquido (W_L), separa el estado plástico del semilíquido.

El límite plástico y líquido, son los más usados en la práctica, se determinan con la fracción de suelo que pasa por el tamiz N°. 40 (0.1 mm).

Determinados los W_p y W_L, se puede obtener un punto representativo de cada muestra de suelo en la carta de plasticidad de Casagrande, representando la relación del límite líquido, W_L, con el índice de plasticidad, $I_p = W_L - W_p$ representa el intervalo de humedad para pasar del estado semisólido al semilíquido. Ver figura 3.20, carta de plasticidad de casa grande.

3.6.3 Estado de los suelos: porosidad, índice de vacíos, peso específico, humedad, grado de saturación (otros)

Procedimiento para análisis del comportamiento de los suelos ante las acciones exteriores (cimentaciones, excavaciones, etc.)

- Identificación del tipo de suelo, determinando su granulometría y plasticidad, a los que se le añaden materia orgánica.
- Determinación de su estado real (los ensayos anteriores se hacen secando y disgregando la muestra, sin conservar la estructura inicial) esto es, proporciones relativas sólidos, agua, etc.
- A partir del estado real, teniendo en cuenta, su estado tensional inicial, ha de estudiarse la respuesta del suelo frente a los cambios, que en este estado inducen las acciones exteriores.

Para definir el estado inicial del suelo debe determinarse:

- Concentración relativa de sólidos.
- Volumen relativo de vacíos.
- Contenido relativo de agua.

Los índices para definir el estado del suelo son: porosidad *n* (relación entre el volumen, vacíos y volumen aparente). Índice de poros *e* (relación entre el volumen de vacíos y volumen de sólidos). El índice de vacíos varía entre 0.30 y 1.30 aunque en suelos muy blandos y con materia orgánica llega alcanzar valores de 3 o más. La tabla 3.50, presenta las propiedades de estado de suelos de grano grueso y en la tabla 3.51, las propiedades de estado de suelos de grano fino.

Tabla 3.50 Propiedades de estado de suelos de grano grueso

Suelos de grano grueso	**Densidad relativa Dr (%)**	**Densidad seca γ_d (kN/m^3)**	**Humedad W (%)**	**Índice de vacíos e**
Muy flojos	0-40	<14.0	>16	>0.9
Flojos	40-60	14.0-16	12-16	0.65-0.9
Medianamente densos	60-80	16.0- 17.5	8-12	0.55-0.65
Densos	80-90	17.5-18.5	6-8	0.4-0.55
Muy densos	90-100	>18.5	<6	<0.4

Fuente: González y otros 2002

Tabla 3.51 Propiedades de estado de suelos finos

Suelos finos	**Índice de fluidez, I_L**	**Densidad seca γ_d (kN/m^3)**	**Humedad W (%)**	**Índice de vacíos e**
Muy blandos	1.00-0.80	<1.40	>55	>1.30
Blandos	0.80-0.65	1.40-1.55	40-55	1.0-1.3
Consistencia media	0.65-0.40	1.55-1.70	25-40	0.7-1.0
Duros	0.40-0.25	1.70-1.80	15-25	0.5-0.7
Muy duros	<0.25	>1.80	<15	<0.5

Fuente: González y otros 2002

Para estimar la concentración relativa de sólidos y agua se utilizan los siguientes parámetros, ver Tabla 3.52:

Tabla 3.52 Parámetros para estimar la concentración de sólidos y agua

Peso específico de partículas, G	Es el valor medio correspondiente a las diversas partículas. Se determina en laboratorio, midiendo el volumen que ocupa una muestra de partículas (seca y disgregada, y de peso conocido) por desplazamiento de un volumen de líquido en un recipiente lleno de agua y previamente tasado (picnómetro).
Peso específico aparente seco, γ_d	Relación entre el peso de sólidos de la muestra (sin considerar el agua que contenga) y el volumen aparente que ocupa.
Peso específico aparente saturado, γ_{sat}	Relación entre el peso de sólidos más el peso del agua de los huecos (suponiendo el suelo saturado aunque no lo estuviese), y el volumen aparente del elemento de referencia.
Peso específico aparente, γ_{ap}	Es la relación entre el peso de la muestra (sólidos más agua que contenga) y su volumen aparente.
Peso específico del agua, γ_w	El del fluido intersticial.
Humedad, *W*	Relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el peso de sus sólidos, a determinar por secado en estufa.
Grado de saturación, S_r	Relación entre el peso del agua que contiene la muestra y el que contendría si estuviera saturado (W_{sat}).

Fuente: Elaboración propia en base a González y otros 2002

3.6.4 Resistencia al corte

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel deformacionales, etc., y muy específicamente, de su estado tensional y de la presión de fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire).

El criterio de rotura en suelos más difundido deriva de lo propuesto por Coulomb, donde relaciona tensiones efectivas normales y tenciones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. La figura 3.22, muestra el criterio de rotura en suelos. La figura 3.23, envolvente de rotura y el círculo de Mohr en estado posible e imposible.

El criterio establece que, para suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por la expresión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$$

τ = Resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano.
σ_n = tensión total normal actuando sobre el mismo plano.
u= presión intersticial.
c' = cohesión efectiva.
ϕ' = ángulo de rozamiento interno efectivo.

La ecuación anterior representa una recta en el espacio (ϕ', τ) que a menudo se denomina línea de resistencia o envolvente de rotura del suelo. En la figura 3.21 se representa la línea de ruptura, la zona con estados posibles de rotura y la zona con estados imposibles. La figura 3.22 representa tres círculos de Mohr en el espacio (ϕ', τ) que en principio representaría tres estados tensionales de un elemento de suelo.

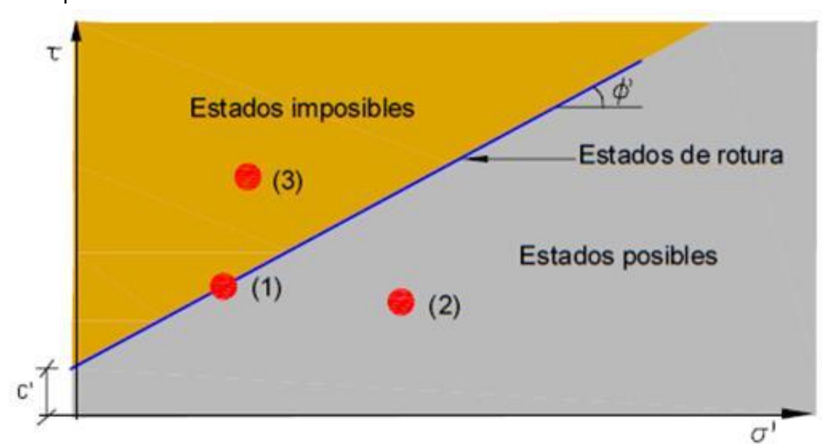


Figura 3.22. Criterio de rotura de suelos. González y otros 2002

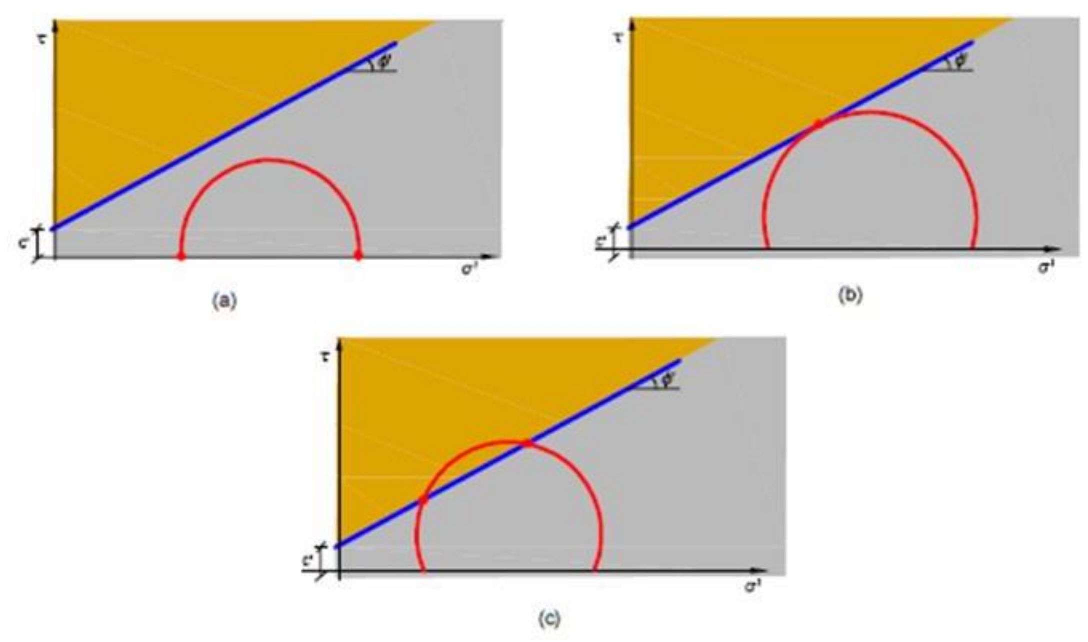


Figura 3.23 Envolvente de rotura y el círculo de Mohr. Estado posibles (a y b) e imposible (c).
Fuente: González y otros 2002

3.7 Contenido del estudio geológico/geotécnico

Los ensayos de campo y de laboratorio, geología y aspectos sísmicos, presencia de nivel freático, análisis de resultados de campo y laboratorio, evaluaciones de la capacidad portante del terreno, cálculo de asentamientos deben ser incluidos dentro del estudio geológico/geotécnico, en la tabla 3.53 se muestra un contenido generalizado para un estudio geológico/geotécnico.

Tabla 3.53 Muestra el contenido de manera general de un estudio geológico-geotécnico

Introducción	Indica el alcance del estudio geotécnico y a qué tipo de obra está dirigido. Se recomienda dejar claro el nombre del proyecto para el cual fue elaborado el informe e indicar el ente que lo solicita, con la finalidad de que el mismo pueda ser utilizado para otros fines.
Descripción del proyecto	Donde se indique el uso de la edificación, materiales constructivos (acero, concreto, madera, etc.), orden de magnitud, de las cargas consideradas, altura de la edificación, extensión en planta, descripción de características arquitectónicas y estructurales.
Objetivos	Indicar objetivo general y específico que permitirán alcanzar con el estudio.
Metodología	Se compone de los procedimientos utilizados para efectuar la investigación de campo, laboratorio, fuentes de información, procesamientos de datos y métodos de análisis.
Ensayos de campo	Equipo utilizado
	Procedimiento
	Normas aplicables
	Número de sondeos

	Profundidad de los sondeos
	Cantidad de muestras obtenidas
	Justificación del método utilizado para alcanzar objetivos
Ensayos de laboratorio	Preparación y procesamiento de muestras
	Obtención de parámetros geotécnicos (ángulo de rozamiento interno, cohesión, esfuerzo cortante, etc.)
	Planteo de soluciones
Geología	Análisis de geología regional y local para determinar riesgos geológicos (fallas geológicas que puedan ocasionar licuación o movimientos, presencia de suelos colapsables o expansivos, orientaciones y buzamientos de estructuras litológicas, caracterización de suelos y rocas, hidrogeología, entre otras)
Aspectos sísmicos	Clasificación de la zona en función de la amenaza símica (nulas, baja, intermedia, elevada) y determinación del coeficiente de aceleración horizontal y vertical (PGA = aceleración horizontal). Caracterización espectral del terreno (permite estimar la respuesta más realista en función de la condición geotécnica del sitio: suelos densos o duros versus suelos duros o compactos). Una forma de caracterizar la forma espectral del terreno es a través de la correlación con ensayos de campo, (SPT, CPT, RQD).
Presencia de nivel freático y/o aguas subterráneas	Identificación de la profundidad del agua en sondeos (acotando que estos niveles se localizan en fecha y condición meteorológica determinada). Ayuda hacer recomendaciones de diseño en fundación y en excavaciones a cielo abierto, ayuda a identificar patrones de licuefacción y afectación del terreno desde el punto de vista de capacidad portante.
Análisis de resultado de campo y laboratorio	Con los resultados obtenidos en campo y laboratorio, se emite un análisis de tipo cualitativo y cuantitativo que permitirá construir una matriz del comportamiento geotécnico del sitio
Evaluación de la capacidad portante del terreno en función del sistema de fundación seleccionado (diseño por resistencia)	Dependiendo de la capacidad portante del terreno, el ingeniero responsable debe tener un estimado de las cargas de edificación con la finalidad de seleccionar el sistema de fundación más adecuado y considerar variaciones geométricas y de profundidad para el rango de cargas actuantes.
Cálculo de asentamientos esperados (diseño por rigidez)	Determinar el asentamiento o deformación esperada del terreno en función del esfuerzo actuante y la geometría del sistema de fundación seleccionado.
Conclusiones	Deben ser claras y precisas. Se debe reportar la conclusión de cada aspecto observado en los puntos anteriores.
Recomendaciones	de tipo geotécnico y método constructivo, recomendaciones para excavaciones, control de deformaciones,, técnicas de mejoramiento o estabilización de suelos y rocas, etc.
Anexos	Croquis de ubicación de sondeos, perfil probable del terreno, perfil estratigráfico utilizado en el diseño de cimentaciones, registro de campo de los sondeos efectuados, planta tipo de la edificación, plantilla de los ensayos de laboratorio, otra información complementaria que ayude al informe.

Fuente: Elaboración propia en base a Marcoah 2016

A continuación, se presenta un ejemplo del contenido Geológico-Geotécnico aplicado en la República de El Salvador en el proyecto denominado: **“MEJORAMIENTO DE LA RED VIAL DE LA ZONA NORTE DE EL SALVADOR"**

INTRODUCCIÓN

Generalidades
Descripción del tramo

ÁREAS DE ESTUDIO

Vialidad

- Descripción Geológica
- Prospección y ensayos
- Trabajo de Campo
- Trabajo de Laboratorio
- Caracterización Geológica – Geotécnica
- Análisis de suelos con características plásticas e indeseables
- Conclusiones
- Recomendaciones

Taludes

- Descripción Geológica
- Prospección y Ensayos
- Ensayos de Campo
- Trabajo de Laboratorio
- Caracterización Geológica y Geotécnica
- Caracterización de los Taludes de Corte Existentes y Generados
- Análisis de Resultados de sondeos de refracción sísmica realizados
- Caracterización de los Taludes en Ladera
- Taludes Generados en los Accesos a la Vialidad
- Análisis de Estabilidad
- Taludes en corte (generados y existentes)
- Conclusiones
- Recomendaciones, obras de Protección y Mitigación

Terraplenes

- Descripción General de los Terraplenes
- Prospección y Ensayos
- Caracterización Geológica y Geotécnica
- Análisis de Estabilidad
- Recomendaciones

Estructuras de Retención

- Descripción Geológica
- Prospección y Ensayos
- Trabajo de Campo
- Trabajo de Laboratorio
- Caracterización Geotécnica
- Análisis de estabilidad
- Conclusiones
- Recomendaciones.

Bancos de Materiales

- Características Generales
- Prospección y Ensayos
- Trabajo de Campo
- Trabajo de Laboratorio
- Caracterización Geológica – Geotécnica
- Conclusiones y Recomendaciones

Botaderos

Apéndice



CAPÍTULO 4

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y MÉTODOS DE ESTABILIZACIÓN DE TALUDES

CA-06. Tegucigalpa, Honduras

4.1 Análisis de estabilidad

Es indispensable para el análisis de estabilidad, inicialmente, el conocimiento de los mecanismos de movimientos en los distintos materiales geológicos; establecer criterios para la recolección de información y la interpretación de resultados para identificar la inestabilidad en taludes.

Este capítulo enumera diferentes metodologías que puedan ser aplicables según el caso que se presente en un talud, sea en suelo o en roca y se detallan los métodos de análisis para la evaluación de estabilidad de taludes y laderas en el caso de eventos sísmicos.
Se describen los factores condicionantes y desencadenantes que puedan influir y producir inestabilidad, se presentan los factores de seguridad mínimos tanto para resistir movimientos estáticos como sísmicas. En cualquier estudio geotécnico se busca obtener un modelo geotécnico y geofísico, se incorporó los pasos a seguir para esta modelación.
La metodología para detectar y prevenir posibles problemas en áreas propensas a deslizamientos es mediante:

- La identificación de los mecanismos de fallas más comunes en los distintos tipos de materiales geológicos.
- El establecimiento de criterios para la recolección de información.
- La búsqueda e interpretación de efectos claves para identificar la posible inestabilidad de los taludes.

4.1.1 Tipos de movimiento en masa

Hunt (1984) propone una clasificación de tipos de movimientos en masa basada en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan los movimientos. Los deslizamientos de taludes ocurren de muchas maneras y aún existe cierto grado de incertidumbre en la predictibilidad, rapidez de ocurrencia y área afectada. Sin embargo, existen ciertos patrones que ayudan a identificar y reconocer áreas potenciales de movimientos en masa, el cual permite el tratamiento del talud para eliminar o reducir a un mínimo el riesgo de movimiento, tabla 4.1.

Tabla 4. 1 Clasificación de tipos de movimientos en masa basada en el reconocimiento de los factores geológicos que condicionan los movimientos en masa

Tipo de movimientos en masa	Forma	Definición
Desprendimientos	Caída libre Volcadura	Desprendimiento repentino de uno o más bloques de suelo o roca que descienden en caída libre. Caída de un bloque de roca con respecto a un pivote ubicado debajo de su centro de gravedad.
Derrumbes	Planar Rotacional Desparramamiento lateral. Deslizamiento de escombros.	Movimiento lento o rápido de un bloque de suelo o roca a lo largo de una superficie de falla plana. Movimiento relativamente lento de una masa de suelo, roca o una combinación de los dos a lo largo de una superficie curva de falla bien definida. Movimiento de diferentes bloques de suelo con desplazamientos distintos. Mezcla de suelos y pedazos de roca moviéndose a lo largo de una superficie de roca planar.
Avalanchas	De roca o escombros	Movimiento rápido de una masa incoherente de roca o suelo-roca donde no se distingue la estructura original del material.
Flujo	De escombros	Suelo o suelo-roca moviéndose como un fluido viscoso, desplazándose usualmente a distancias mucho mayores de la falla. Usualmente originado por exceso de presiones de poros.
Reptación		Movimiento lento e imperceptible talud abajo de una masa de suelo o suelo-roca.

Fuente: Hunt, 1984

Se muestra un resumen en la tabla 4.2 de las formas de derrumbes en estratos rocosos y sus métodos de análisis numéricos aplicables

Tabla 4. 2 Formas de derrumbes de estratos rocosos y métodos de análisis numéricos, GENSAI 2018

Forma de derrumbe		Diagrama del patrón	Análisis asignado						
			Método de equilibrio límite	Teoría de bloques	Método de elementos limitados	Método de elementos individuales	Método de deformación discontinua	Método RBSM	
Derrumbamientos	Pequeña escala	(a) (b)	IV	III	IV	II	I	III	Con el método de deformación discontinua, al introducir términos viscosos se puede considerar la situación hasta la generación del derrumbe y la situación posterior al inicio de la caída.
	Gran escala	(a) (b)	IV	III	IV	II	I	III	
Deslizamientos	Deslizamientos arco / complejos	Derrumbe de extremos, Escarpa, Superficie en arco, Grietas, Superficie plana (a) (b)	II	II	I	II	III	II	Para los deslizamientos se utiliza ampliamente el método de elementos limitados con elementos de unión. Para seguir el proceso hasta el colapso por deslizamientos, se puede utilizar el modelo de resorte de cuerpo rígido (método RBSM). En los últimos años, se ven casos en que se estudia el proceso de colapso con el método de colector (Manifold). Para los colapsos en que es necesario un estudio en 3 dimensiones como en los colapsos de cuña, es efectivo el método de elementos individuales en 3 dimensiones (DEM)
	Deslizamientos planos	Grietas de tensión (a) (b)	II	II	II	II	II	II	
	Destrucción de cuña	(a) (b)	II	II	II	I	III	III	
Segmento superior	Desviación del segmento superior	(a) (b)	III	III	III	II	I	III	Se modelan en bloques los agrietamientos para ver su estabilidad en relación con la fuerza de fricción entre los bloques. Este es usado ampliamente con los métodos de deformación discontinua (DDA) y el método de elementos individuales (DEM).
	Segmento superior en bloques	(a) (b)	II	II	III	I	I	III	

Forma de derrumbe	Diagrama del patrón	Análisis asignado						
		Método de equilibrio limite	Teoría de bloques	Método de elementos limitados	Método de elementos individuales	Método de deformación discontinua	Método RBSM	
Pandeo	(a) (b)	IV	III	III	I	I	III	Sin embargo, el método de deformación discontinua no es adecuado para los problemas de 3 dimensiones. Por lo tanto se propone el método de colector (Manifold), sin embargo en Japón son pocos los casos.

I: Muy adecuado, II: Adecuado, III: Medianamente adecuado, IV: No adecuado

Fuente: Elaboración propia en base a La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), 2009. Pautas para los cortes y movimientos de tierra en caminos y estabilidad de taludes. Código ISBN 978-4-89950-415-6

4.1.2 Modelo geológico y geotécnico

Modelo geológico

Consiste en la representación bidimensional o tridimensional de un volumen de rocas y de la topografía de un área determinada. Este puede representar la litología, estructuras litológicas, alteración, mineralización y otro tipo de característica geológica del macizo rocoso.

La creación de un modelo geológico es una de las primeras etapas de apreciación de un talud y requiere de un acucioso conocimiento de la litología, estructuras, geohidrología, entre otras características.

Se inicia con la recopilación de la información geológica disponible superficialmente, muestreo de canal seguido de barrenos de exploración. Finalidad de hacer un modelo geológico:

a) Incrementar el conocimiento de la morfología de la zona estudiada y representarlo lo más cercano a la realidad posible;
b) Relacionar las unidades que han sido afectadas por movimientos estructurales;
c) Definir volúmenes de suelo/roca en los que la variable a estimar tenga un comportamiento homogéneo

Aspectos básicos para realizar un modelo geológico:

a) Base de datos válida que contenga los campos a representar
b) Conocimiento acabado de la geología del área a representar
c) Software

Pasos básicos para realizar el modelo:

a) Definir las unidades a modelar.
b) Determinar la orientación del modelo, la distancia y el número de juegos de secciones bidimensionales a interpretar
c) Construir los sólidos tridimensionales
d) Validar el modelo

Modelo geotécnico

El código geotécnico de taludes y laderas de Costa Rica define el modelo geotécnico, y detalla los criterios y métodos que el geotecnista puede utilizar para evaluar un talud en suelo o en roca y se ajusta a lo descrito en los capítulos 3 y 4 de este manual.

a) El método geotécnico para el análisis de estabilidad del talud debe incluir al menos lo siguiente:

    - La estratigrafía del subsuelo.
    - La profundidad (o la posición) del nivel freático y sus variaciones temporales.
    - La posición de la superficie de ruptura (en caso de analizarse un talud o ladera que presente evidencias de deslizamiento o donde ya se ha producido una falla)
    - Las propiedades físico – mecánicas de los diferentes tipos de materiales encontrados. Su determinación debe contemplar las condiciones del régimen de presión intersticial y su relación con los parámetros de resistencia al corte, es decir, en condiciones drenadas a largo plazo, condiciones de drenaje parcial (plazo intermedio) y condiciones no drenadas (corto plazo) según corresponda
    - Los efectos recíprocos entre el terreno y medidas de estabilización propuestas

b) El método geotécnico para el análisis o diseño de talud, debe definir el criterio de ruptura que mejor se ajuste a las propiedades físico – mecánicas obtenidas en los ensayos de resistencia realizados en el campo y laboratorio.
c) Los criterios de ruptura comúnmente utilizados en el análisis de estabilidad de taludes en suelos son los siguientes: Mohr-Coulumb, Cam Clay, Hiperbólico y

Hardening Soil, entre otros. Es responsabilidad del profesional responsable de seleccionar el criterio de ruptura que mejor se ajuste a las características del suelo y del terreno analizado, con base a las investigaciones geológicas y geotécnicas ejecutadas.

d) Para el caso de taludes rocosos se puede utilizar los siguientes criterios de ruptura para roca intacta: Hoek y Brown, Mohr – Coulumb, Bieniawski, Fairhurst, Hobb, Johnston, Barton, entre otros. Por otra parte, los criterios de rupturas utilizados para calcular la resistencia de las discontinuidades del macizo rocoso son: Mohr – Coulumb, Barton-Bandis y Hoek y Brown.

En la tabla 4.3, se muestra una guía de criterios de ruptura utilizados para analizar la estabilidad en macizos rocosos y los datos necesarios para su aplicación.

Tabla 4. 3 Criterios de ruptura en macizos rocosos y datos necesarios para su aplicación

Características del macizo rocoso	Ruptura a lo largo de planos de discontinuidad	Ruptura a través de la roca intacta
Macizo rocoso masivo sin discontinuidades	No es posible	Hoek –Brown (m para roca intacta y s=1) Mohr-Coulomb (c y ϕ para la roca intacta)
Macizo rocoso con una o dos familias de discontinuidades	Mohr-Coulomb (c y ϕ para la discontinuidad) Barton-Bandis (JCS, JRC y ϕ para la discontinuidad)	Hoek –Brown (m para roca intacta y s=1) Mohr-Coulomb (c y ϕ para la roca intacta)
Macizo rocoso con tres o más familias de discontinuidades	Hoek –Brown (GSI, m, s y a para macizo rocoso) Mohr-Coulomb (c y ϕ para el macizo rocoso)	No es posible

Fuente: Elaboración propia en base a: González y otros 2002

4.1.3 Métodos de análisis de estabilidad de un talud

Independientemente del método utilizado, la finalidad que se busca en la estabilidad de un corte o excavación es el factor de seguridad, consiste en comparar las fuerzas actuantes (gravedad, peso de la masa) versus las fuerzas resistentes, si las fuerzas actuantes superan las fuerzas resistentes el suelo es estable y si las fuerzas actuantes son menores que las fuerzas resistentes, el suelo es inestable y puede tender al deslizamiento. En suelos debe suponerse una superficie de falla en donde el esfuerzo cortante está en función de la cohesión, la densidad del material y del ángulo de la superficie de falla. El

factor de seguridad varía de acuerdo al escenario que presentemos: condición normal o estática, condición seudoestático y condición dinámica. En condiciones seudoestáticas se considera la condición normal más la aceleración sísmica, en estas condiciones si el factor de seguridad es igual o mayor a 1.20 el material no desliza y factor de seguridad menor de 1.20 se deslizará. La condición dinámica será igual a la condición normal adicionando la condición seudoestático y el peso del agua que se encuentra en poros del suelo, el factor de seguridad se aproximará a 1.04. El muro de contención también debe ser diseñado en relación del factor de seguridad del talud, procurando que el muro no se sobre dimensione en relación al factor de seguridad del talud.

En caso de excavaciones en roca inicialmente es conveniente analizar los parámetros que contiene la clasificación del RMR propuesta por Bieniawski en 1989 y modificada por Romana en (1985), Robertson (1988) donde proponen un método adecuado para taludes a partir del RMR, que se convierte en SMR y nos brinda una división en clases de taludes: el riesgo de inestabilidad que se corre en cada forma posible de rotura ya sea plana o cuña, vuelco o en masa; además sugiere recomendaciones para métodos de soporte y/o corrección. También debe considerarse el sistema Q-Slope que es una variante del sistema Q desarrollado por Nick Bartón y otros en 1974 para ser utilizado en el diseño de taludes. Barton en su sistema también caracteriza el macizo rocoso y adiciona el componente sísmico (seudoestático) y a través de fórmulas sencillas puede compararse a la propuesta de Bieniawski y Abad.

Los métodos de cálculo se dividen en dos grandes grupos: los exactos que son los métodos numéricos y los de equilibrio límite, figura 4.1. En consideraciones prácticas los métodos sencillos como los ábacos de Hoek y Bray proporcionan resultados adecuados cuando no se tiene un programa para el cálculo de por los métodos numéricos y exactos.

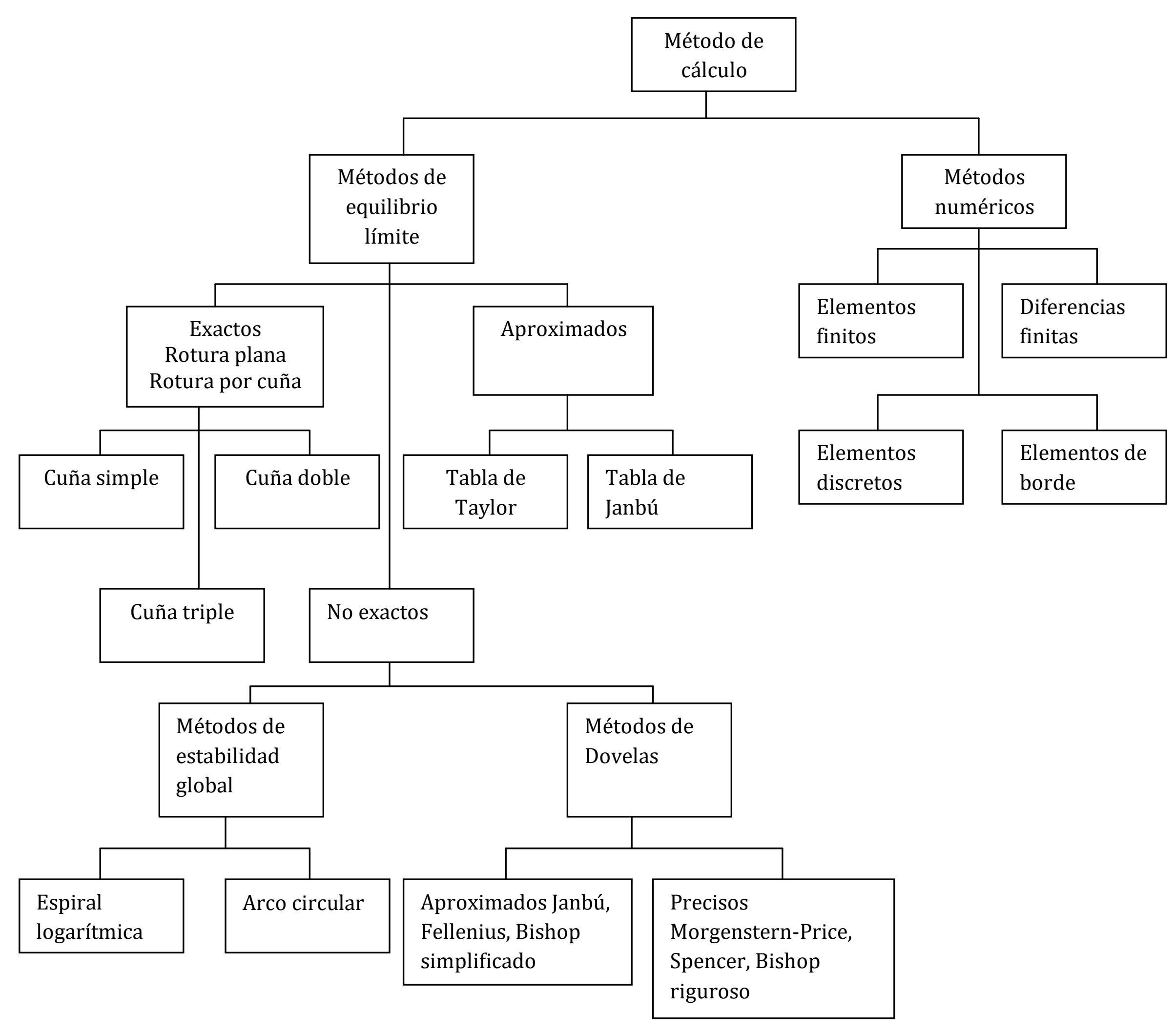


Figura 4. 1 Métodos de cálculo para análisis de estabilidad de taludes
Fuente: Elaboración propia en base a Suarez, J.

Las metodologías para análisis de estabilidad de taludes, en suelos y en macizos rocosos, se basan en evaluaciones de campo, exploración mecánica, prospección e interpretación sísmica, clasificación geomecánica de macizo rocoso, modelación de la estabilidad mediante análisis de equilibrio límite entre otros métodos.

Luego de haber reconocido geológica y geotécnicamente el terreno afectado por la excavación e identificado los procesos de inestabilidad que pueden llegar afectar un talud, el profesional responsable del estudio debe considerar el método de análisis que considere más adecuado para estimar su grado de seguridad. A continuación, se presenta como guía una breve descripción de los métodos para estimar la mejor práctica de los taludes y laderas.

En la medida de lo posible se deberán aplicar los métodos aproximados (tablas de Taylor, Janbú) más intuitivos y posteriormente contrastarlo con otros métodos más

sofisticados (métodos numéricos). La utilización de métodos numéricos más complejos no necesariamente significa que tendrán mejores resultados.

Métodos de equilibrio límite

En el libro Ingeniería Geológica de González de Vallejo, Luis, y otros, 2002. Describe los métodos de equilibrio límite (más utilizados) analizan el equilibrio de una masa potencialmente inestable, y consisten en comparar las fuerzas tendentes al movimiento con las fuerzas resistentes que se oponen al mismo a lo largo de una determinada superficie de rotura. Se basan en:

- La selección de una superficie teórica de rotura en el talud
- El criterio de rotura de Mohr-Coulomb
- La definición de "Índice de estabilidad o factor de seguridad"

Los problemas de estabilidad son estáticamente indeterminados, y para su resolución es preciso considerar una serie de hipótesis de partida diferentes según los métodos. Asimismo, se enumeran las siguientes condiciones:

- La superficie de rotura debe ser postulada con una geometría tal que permita que ocurra el deslizamiento, es decir, será una superficie cinemáticamente posible
- La distribución de las fuerzas actuando en la superficie de rotura podrá ser computada utilizando datos conocidos (peso específico del material, presión de agua, etc.)
- La resistencia se moviliza simultáneamente a lo largo de todo el plano de rotura

Con estas condiciones, se establecen las ecuaciones del equilibrio entre las fuerzas que inducen el deslizamiento y las resistentes. Los análisis proporcionan el valor de coeficiente de seguridad del talud para la superficie analizada.

El análisis de equilibrio límite asume que el factor de seguridad es el mismo en toda la superficie de deslizamiento. Un valor del factor de seguridad superior a 1.0 indica que la capacidad excede la demanda y que el talud es estable al deslizamiento con respecto a la superficie de falla analizada. Un valor de factor de seguridad menor a .,0 indica que el talud es inestable.

Existen varios métodos para el cálculo del coeficiente de seguridad por equilibrio límite, más o menos complejos, desarrollados fundamentalmente para su aplicación en materiales tipo suelo. Los métodos analíticos proporcionan el coeficiente de seguridad a partir de la resolución inmediata de ecuaciones simples (método de Taylor, de

Fellenius), mientras que los métodos numéricos necesitan, para su resolución, sistemas de ecuaciones y procesos de cálculo iterativo; en esta categoría se encuentran los métodos de Morgenstern y Price, de Spencer, etc.

Los métodos de equilibrio límite se clasifican en:

- Métodos que consideran el análisis del bloque o masa total.
- Métodos que consideran la masa dividida en rebanadas o dovelas, como se observa en la figura 4.2.

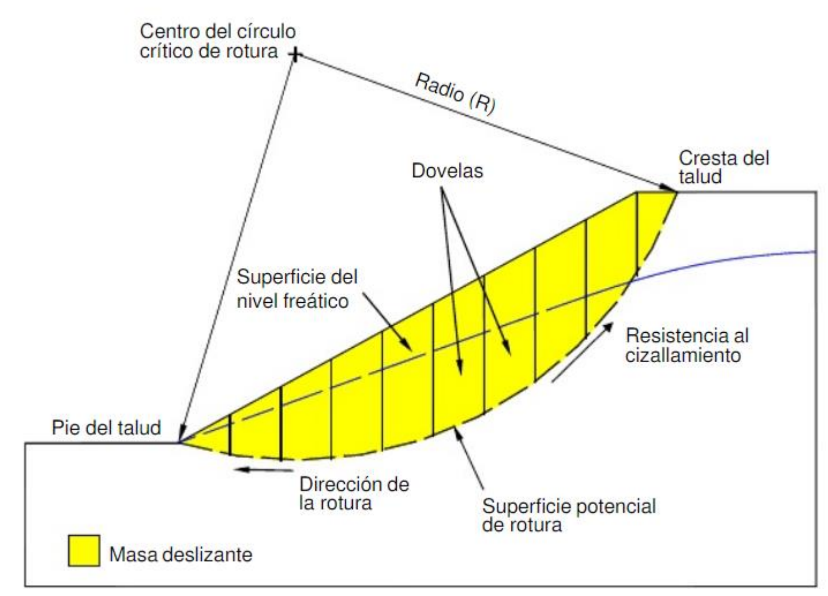


Figura 4. 2 Masa dividida en rebanadas o fajas verticales en un talud
Fuente: http://www.aimecuador.org

El método del bloque o masa total son válidos para materiales homogéneos, y únicamente realizan el cómputo y la comparación de fuerzas en un punto de la superficie de rotura. El método de rebanadas o fajas verticales pueden considerar materiales no homogéneos y conlleva una serie de hipótesis propias sobre la localización, posición y distribución de las fuerzas que actúan sobre las rebanadas; el cálculo de las fuerzas actuantes se hace para cada una de las rebanadas en que se ha dividido el talud, integrándose finalmente los resultados obtenidos. Los métodos de rebanadas más comunes son el de Bishop modificado y el de Jambu, válidos para el análisis de roturas curvas, planas y poligonales.

Para roturas en roca los métodos se basan igualmente en las ecuaciones de equilibrio entre las fuerzas actuantes, establecidas en base a la geometría de cada tipología de rotura.

Análisis retrospectivo

El método de análisis retrospectivo es un método práctico utilizado en Japón para determinar la resistencia real se debe de realizar el monitoreo de los desplazamientos de la masa y determinar la ubicación de la superficie de falla. El método retrospectivo puede estimar la resistencia de la superficie de deslizamiento replicando en un modelo la situación encontrada en campo, tratando así de replicar el factor de seguridad actual asumido de las condiciones de la masa de suelo en movimiento.

Para el caso de los trabajos de control de deslizamientos, se considera que en condiciones de una masa en movimiento el factor de seguridad se encuentra en el rango de 0.95 a 1.00. El factor de seguridad de 0.95 se utiliza para deslizamientos activos. El factor de seguridad de diseño, no obstante, se encuentra entre 1.10 y 1.20, teniendo en cuenta la importancia de los objetos a proteger.

Sin embargo, para las respuestas de emergencia que se toman para garantizar la seguridad temporal, el factor de seguridad propuesto puede establecerse en 1.05 o más.

Se debe tener en cuenta que el factor de seguridad propuesto aquí indicado es un valor para determinar la escala de las obras de prevención de deslizamientos y no el valor que indica la estabilidad de la pendiente después de las obras.

En el caso de utilizar el cálculo de estabilidad mediante el método de análisis retrospectivo, este se efectúa utilizando los procedimientos mencionados a continuación.

- Para determinar la cohesión (c') a menudo se estima a través de un ensayo de laboratorio. Se puede utilizar también la tabla 4.4, que relaciona la cohesión con el máximo espesor de la masa de un deslizamiento activo.

Tabla 4.4 Espesor maximo de la masa deslizada

Espesor maximo de la masa deslizada (m)	Cohesion C (kN/m²)
5	5
10	10
15	15
20	20
25	25

Fuente: "Guidelines for Landslide Prevention Technologies", Draft: ISSN 0386-5878 o PWRI Technical Note No.4077.

- Cuando el grosor máximo de la capa vertical es superior a 25 m, se establece que c' es de 25 kN / m^2. Sin embargo, debe determinarse también no solo el valor de c', sino también el valor de φ'. Es necesario una evaluación separada para el valor de c' cuando el grosor de la capa vertical es inferior a 5 metros.

- El ángulo de fricción interna (φ') se puede determinar utilizando propiamente el análisis retrospectivo sustituyendo los valores del factor de seguridad actual asumido y la cohesión determinada mediante ensayo o mediante la tabla 4.4 (c') en la ecuación del análisis de estabilidad. Luego, sustituya la cohesión (c') y el ángulo de fricción interna (φ') en la ecuación del análisis de estabilidad, y examine la alternativa de trabajos de prevención de deslizamientos de tierra que se requerirán para lograr el factor de seguridad de diseño o de control deseado, según el caso.

Para mayor información de dicho método se puede consultar la publicación del Public Works Research Institute (PWRI), Japón 2007: Directrices para tecnologías de prevención de derrumbes (borrador) ("Guidelines for Landslide Prevention Technologies", Draft): ISSN 0386-5878 o PWRI Technical Note No.4077.

Taludes en suelos

Talud Infinito, el método se basa en la hipótesis de que la longitud de una rotura plana superficial paralela al talud puede considerarse infinita con respecto al espesor deslizado. Este método se utiliza generalmente para el análisis de estabilidad de laderas naturales. Ejemplo: coluviones sobre macizo rocoso, figura 4.3.

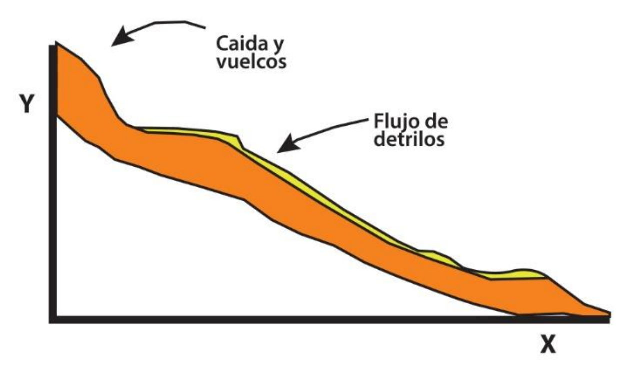


Figura 4. 3 Talud infinito, coluvión color amarillo que se desliza sobre macizo rocoso color naranja
Fuente: Elaboración propia en base a: Suárez Días, Jaime

Método de las cuñas, aunque no tiene ninguna relación con la rotura tipo cuña en macizos rocosos fracturados, la maza deslizante se divide en varios bloques mediante líneas verticales, para los que se establece el equilibrio de fuerzas verticales y

horizontales. El coeficiente de seguridad es la relación entre la resistencia tangencial disponible y la requerida para el equilibrio.

Método de la masa total o Método de Taylor, (1948). Se basa en la utilización de superficies de rotura circulares en dos dimensiones es una hipótesis muy utilizada en la práctica y representa el problema real en taludes de altura finita, cuando no existen zonas de terreno que definen claramente el desarrollo de superficies de rotura. Sobre la superficie de rotura se ejercen las siguientes acciones:

- El peso propio, W, de la masa de suelo
- La presión intersticial de agua, distribuida a lo largo de la superficie de rotura, con la resultante U
- Un esfuerzo tangencial distribuido sobre la superficie de rotura, de resultante T (Rc + R ϕ) (donde T = al esfuerzo tangencial, Rc = resultante de la cohesión y R ϕ = resultante del ángulo de fricción)
- Un esfuerzo normal distribuido sobre dicha superficie, de resultante N

Ábacos de Hoek y Bray, (1981). Permite el cálculo del coeficiente de seguridad de taludes en suelos con rotura circular por el pie del talud a partir de los datos geométricos del talud y de los parámetros resistentes del suelo. Se asumen las hipótesis:

- El material del talud es homogéneo
- Se considera la existencia de una grieta de tracción
- La tensión normal se concentra en un único punto de la superficie de rotura

Se consideran cinco casos con respecto a la situación de la superficie freática en el talud (1. Talud completamente drenado, 2. Agua superficial por la altura de la pendiente. 3. Agua superficial por la altura de la pendiente, 4. Agua superficial por la altura de la pendiente y 5. Completamente saturado) con el flujo paralelo al talud. En función de la situación del nivel freático, se elige uno de los cinco ábacos de cálculo para determinar el factor de seguridad (la diferencia entre los ábacos es el ángulo de inclinación del talud en relación al nivel freático).

Se desea obtener el coeficiente de seguridad de un talud excavado parcialmente saturado.

Ejemplo del cálculo de coeficiente de seguridad de un talud en suelos con ábacos de Hoek y Bray. En Gonzáles y otros, 2002.

Datos:
Altura del suelo, H = 12 m e

Inclinación, ψ = 35°
Parámetros resistentes del suelo, c´ = 1.5 t/m^2, ϕ ´= 25° y γ= 1.8 t/m^3

Para la obtención del coeficiente de seguridad se siguen los siguientes pasos:

- Se selecciona el ábaco correspondiente según la posición del nivel freático en talud; en este caso, superficie es asimilable a la de la Figura 4.4, que se corresponde con el ábaco nº. 3 figura 4.5
- Se calcula el valor de la expresión c´/(γHtg ϕ ´), y se entra en el ábaco con este valor
- El punto de corte de la recta correspondiente al valor anterior con la curva correspondiente al ángulo del talud permite leer en los ejes de ordenadas y abscisas los valores de las expresiones tg ϕ ´/F y c´/(γHF), a partir de las cuales se despeja F

Para los datos del ejemplo:
c´/(γHtgϕ´) = 1.5/(1.8 x 12 x 0.466) = 0.149
tg ϕ´/F = 0.425
c´/(γHF) = 0.063
De donde se despeja el valor de F = 1.1.

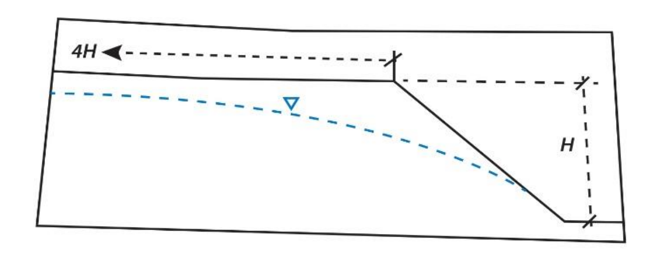


Figura 4. 4 Hipótesis nº. 3 para la situación de la superficie freática en el talud; correspondiente al afloramiento del mismo a una distancia 4H desde la coronación del talud
Fuente: Hoek y Bray, 1981

Los ábacos permiten, igualmente, obtener los valores correspondientes de c´y ϕ ´ para un determinado coeficiente de seguridad F y un ángulo de talud.

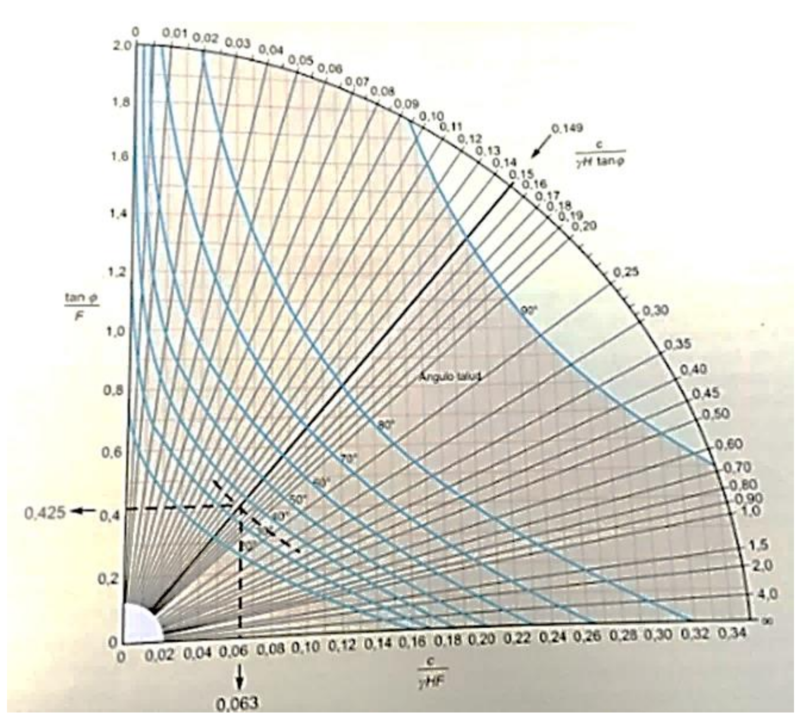


Figura 4. 5 Ábaco nº. 3 de Hoek y Bray para rotura circular en suelos
Fuente: Elaboración propia en base a Hoek y Bray, 1981

Métodos de rebanadas. Método de Bishop. La hipótesis de Taylor asume que las tenciones normales en la superficie de rotura están concentradas en un único punto, lo que supone un cierto error, aunque, en general, queda del lado de la seguridad. Además el ábaco de Taylor sólo permite introducir la presencia de agua en el caso de suelo homogéneo y nivel freático horizontal. Para evitar estos inconvenientes, Bishop desarrolló en 1955 un método de rebanadas, el método de Bishop, con las siguientes hipótesis:

- Se supone una superficie de rotura circular
- La masa deslizante se divide en "n" rebanadas o fajas verticales
- Se establece el equilibrio de momentos de las fuerzas actuales en cada rebanada respecto al centro del círculo
- De la condición de equilibrio de fuerzas verticales en cada rebanada se obtienen las fuerzas N (normales a la superficie de rotura) y se sustituye en la ecuación resultante de equilibrio de momentos
- El método de Bishop simplificado (el más conocido y utilizado) supone además, que las fuerzas de contacto ante cada dos rebanadas no influyen por estar equilibradas
- Se obtiene así, la expresión de coeficiente de seguridad, F, de la superficie considerada

Taludes en roca

Clasificación índice de calidad RMR (Rock Mass Rating) desarrollada por Bieniawski 1989

Para aplicar la clasificación RMR (Rock Mass Rating), se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presenten características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en la que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades.

Para calcular el índice RMR correspondiente a cada una de las discontinuidades se sigue el procedimiento de la tabla 4.5. Paralelamente se va asignando un valor dependiendo la característica que presente, la sumatoria de los valores nos da la clase del macizo rocoso; el procedimiento para calcular el RQD está en el apartado 3.3.6 de este manual. Una vez obtenido la clasificación RMR se hace la corrección sugerida por Romana para conseguir la clase de talud y el método de soporte.

Una vez obtenidas las puntuaciones que resultan de aplicar los cinco parámetros de clasificación, se efectúa la corrección por orientación de discontinuidades y se obtiene un valor numérico con el que se clasifica finalmente el macizo rocoso. A cada clase de macizo se le asigna una calidad y unas características geotécnicas. Así, un macizo rocoso clasificado como muy bueno (Clase I) será un macizo rocoso duro, poco fracturado, sin filtración importante y poco meteorizada, presentando muy pocos problemas frente a su estabilidad y resistencia.

Se puede deducir que tendrá una capacidad portante alta, permitirá la excavación de taludes con altas pendientes y no precisará medidas de estabilización.

En este apartado, se propone el uso de la metodología SMR (Slope Mass Rating), el cual corresponde a un método para determinar los factores de corrección adecuados para aplicar la clasificación RMR a taludes.

Tabla 4.5 Clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating)
Correcciones por orientación de discontinuidades y clasificación

1	Resistencia de la matriz rocosa (Mpa)	Ensayo de carga puntual	> 10	10-4	4-2	2-1	Compresión simple (Mpa)		
		Compresión simple	> 250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	< 1
	Puntuación		15	12	7	4	2	1	0
2	RQD		90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	< 25%		
	Puntuación		20	17	13	6	3		

3	Separación entre diaclasas		> 2 m	0.60-2 m	0.2-0.6 m	0.06-0.2 m	< 0.06 m
	Puntuación		20	15	10	8	5
4	Estado de las discontinuidades	Longitud de la discontinuidad	< 1 m	1-3 m	3-10 m	10-20 m	> 20 m
		Puntuación	6	4	2	1	0
		Abertura	Nada	< 0.1 mm	0.1-1.0 mm	1-5 mm	> 5 mm
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Rugosidad	Muy rugosa	Rugosa	Ligeramente rugosa	Ondulada	Suave
		Puntuación	6	5	3	1	0
		Relleno	Ninguno	Relleno duro < 5 mm	Relleno duro > 5 mm	Relleno blando < 5 mm	Relleno blando > 5 mm
		Puntuación	6	4	2	2	0
		Alteración	Inalterada	Ligeramente alterada	Moderadamente alterada	Muy alterada	Descompuesta
		Puntuación	6	5	3	1	0
5	Agua freática	Caudal por 10 m de túnel	Nulo	< 10 lts/min	10-25 lts/min	25-125 lts/min	> 125 lts/ min
		Relación: presión de agua/tensión principal mayor	0	0-0.1	0.1-0.2	0.2-0.5	> 0.5
		Estado General	Seco	Ligeramente húmedo	Húmedo	Goteando	Agua fluyendo
		Puntuación	15	10	7	4	0

Corrección por la orientación de las discontinuidades						
Dirección y buzamiento		Muy favorables	Favorables	Medias	Desfavorables	Muy desfavorables
Puntuación	Túneles	0	-2	-5	-10	-12
	Cimentaciones	0	-2	-7	-15	-25
	Taludes	0	-5	-25	-50	-60

Clasificación					
Clase	I	II	III	IV	V
Calidad	Muy buena	Buena	Media	Mala	Muy mala
Puntuación	100-81	80-61	60-41	40-21	< 20

Fuente: Bieniawski 1989

La clasificación SMR (Slope Mass Rating) nos brinda:

- Una división en clases de taludes
- El riesgo de inestabilidad que se corre en cada forma posible de rotura: plana o cuña, vuelco o en masa

- Sugiere recomendaciones para métodos de soporte y/o corrección

La relación que Romana sugiere para esta clasificación comprende un "factor de ajuste" que funciona de la orientación de las juntas y (producto de tres subfactores) y un "factor de excavación" que depende del método utilizado.

$SMR = RMR + (f1 + f2 + f3) + f4$

Las siguientes tablas contienen las modificaciones del RMR (Rock Mass Rating) para obtener el SMR (Slope Mass Rating). El factor de ajuste de las juntas es producto de tres subfactores, ver tabla 4.6; el factor de ajuste según método de excavación se muestra en la tabla 4.7 y la tabla 4.8 se describe las clases del SMR, la tabla 4.9 contiene la frecuencia de inestabilidades posibles según Romana y la tabla 4.10 medidas de corrección propuestas por el SMR.

- **F1** depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud. Varía entre 1.00 (cuando ambos rumbos son paralelos) y 0.15 (cuando el ángulo entre ambos rumbos es mayor de 30° y la probabilidad de fractura es muy baja). Estos valores establecidos empíricamente, se ajustan aproximadamente a la siguiente ecuación:
    - $\mathrm{F1} = (1 - sen\ aj - as)^2$
    - Donde aj y as son los valores del buzamiento (aj) y del talud (as)

- **F2** depende del buzamiento de la junta en la rotura plana. En sentido es una medida de la probabilidad de la resistencia del esfuerzo cortante de la junta. Varía entre 1.00 (para juntas con buzamiento superior a 45°) y 0.15 (para juntas inferior a 20°). Fue establecido empíricamente, pero puede ajustarse aproximadamente según lo siguiente:
    - $\mathrm{F2} = (tan^2 \mathrm{bj})^2$
    - Donde bj es el buzamiento de la junta. F2 vale 1,00 para las roturas por vuelco

- **F3** refleja la relación entre los buzamientos de la junta y el talud. Se han mantenido los valores propuestos por Bieniawski en 1976 que son siempre negativos.

Tabla 4. 6 Factor de ajustes para las juntas (F1, F2, F3) para SMR propuesto por Romana (1985)

Caso		Muy favorable	Favorable	Normal	Desfavorable	Muy desfavorable
P	aj-as	> 30°	30° - 20°	20° – 10°	10° - 5°	< 5°
T	aj-as-180°					
Valor F1 (P/T)		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
P	bj	< 20°	20° - 30°	30° - 35°	35° - 45°	> 45°
Valor F2 P		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00
Valor F2 T		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
P	bj – bs	>10°	10° - 0°	0°	0°-(-10°)	<-10°
T	bj + bs	<110°	110° - 120°	>120°		--
Valor F3 (P/T)		0	-6	-25	-50	-60

Fuente: Bieniawski 1989

Dónde:

P = rotura plana

T = rotura por vuelco

as = dirección del buzamiento del talud

bs = buzamiento del talud

aj = dirección de buzamiento de las juntas

bj = buzamiento de las juntas

Tabla 4. 7 Factor de ajuste según Método de excavación

Método	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o mecánico	Voladura deficiente
F4	+15	+10	+8	0	-8

Fuente: Romana (1985)

Tabla 4. 8 Descripción de las clases SMR

Caso No.	V	IV	III	II	I
SMR	0 – 20	21 – 40	41 – 60	60- 80	81 – 100
Descripción	Muy mala	Mala	Normal	Buena	Muy buena
Estabilidad	Totalmente inestable	Inestable	Parcialmente estable	Estable	Totalmente estable
Roturas	Grandes roturas por planos continuos o por la masa	Juntas o grandes cuñas	Algunas juntas o muchas cuñas	Algunos bloques	Ninguna
Tratamiento	Reexcavación	Corrección	Sistemático	Ocasional	Ninguno

Fuente: Romana (1985)

Asociado a la clasificación SMR y al tipo de rotura del macizo rocoso, Romana 1985, sugiere una frecuencia de inestabilidades posibles que se muestran en la tabla 4.9.

Tabla 4. 9 Frecuencia de inestabilidades posibles

Tipo de rotura	Intervalos SMR	Frecuencia
Planas	SMR > 60 60>SMR>40 40>SMR>15	Ninguna Importantes Muy grandes
En cuña	SMR >75 75 >SMR>49 49>SMR>40	Muy pocas Algunas Muchas
Por vuelco	SMR>65 65>SMR>50 50>SMR>30	Ninguna Menores Importantes
Completas	SMR>30 30>SMR>10	Ninguna Posible

Fuente: Romana (1985)

Romana presenta una recomendación de medidas de corrección de acuerdo al valor de SMR estimado, el resumen se muestra en la tabla 4.10

Tabla 4. 10 Medidas de corrección propuestas por el SMR

Tipo de sostenimiento	Intervalos SMR	Medida de corrección
Re excavación	10 – 30	Re excavación Muros de contención
Drenaje	10 – 40	Superficial Profundo
Hormigón	20 – 60	Hormigón proyectado Hormigón Contrafuertes y/o vigas Muros de pie
Refuerzo	30 – 75	Bulones Anclajes
Protección	45 – 70	Zanjas de pie Vallas (de pie o talud) Redes y/o mallas (sobre la superficie del talud).
Sin sostenimiento	65 – 100	Saneo Ninguno

Fuente: Romana (1985)

Q-slope desarrollada por Barton (2011)

El método Q-slope corresponde a una variación del sistema Q desarrollado por Barton, et al (1974), para ser utilizado en el diseño de taludes, en el cual:

$$Q_{slope} = \frac{RQD}{Jn} x \frac{Jr}{Ja} x \frac{Jw}{SRF\ slope}$$

Dónde:

RQD = Rock Quality Designation

Jn = Índice de diaclasado que indica el grado de fracturación del macizo rocoso.
Jr = Índice de rugosidad de las discontinuidades o juntas.
Ja = Índice que indica la alteración de las discontinuidades.
Jw = Coeficiente reductor por la presencia de agua ajustado a taludes.
SRF (Stress Reduction Factor) = Coeficiente que tiene en cuenta la influencia del estado tensional del macizo rocoso.

Los tres factores de la expresión representan:
RQD/Jn: El tamaño de los bloques
Jr/Ja: La resistencia al corte entre los bloques
Jw/SRF: La influencia del estado tensional

Se puede aplicar cualquiera de las dos siguientes correlaciones para relacionar el Q de Barton con el RMR de Bieniawski, ecuaciones siguientes:

- Por Bieniawski (1976)
    - $RMR = 9\, In\, Q + 44$
- Por Abad y otros (1983)
    - $RMR = 10.5\, In\, Q + 42$

Barton desarrolló el Índice Q_{slope} para taludes y refleja el potencial que poseen los ensayos de refracción sísmica para aprovechar de manera adecuada la exploración del subsuelo para el análisis de estabilidad de taludes y sugiere que sea un medio para caracterizar todas esas propiedades que hasta ahora han sido difíciles de obtener.

Índice geomecánicos de resistencia (GSI)

Es otra opción de evaluación del macizo rocoso fracturado, el cual depende de las propiedades de los trozos de roca intacta pero también de la libertad, o contracción, que tienen estas piezas para deslizar o rodar bajo diferentes condiciones tensionales. Este índice se basa en el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980) y actualizado hasta su última versión Hoek y Brown (1997).

Existen algunas incertidumbres e inexactitudes que ha creado inconvenientes en su implementación a modelos numéricos y a programas de computación de equilibrio límite, por lo que el método ha sido implementado en un programa llamado "Roclab", incluye tablas y gráficos para estimar la resistencia a compresión de los elementos de roca intacta (*σci)*, la constante del material (*mi)* y el Índice de Resistencia Geológica (GSI) que permiten definir con mayor precisión los parámetros necesarios para la modelación por equilibrio límite.

Rotura plana

Por considerarse uno de los casos más simples de análisis se describirá el procedimiento. A partir de las fuerzas actuantes sobre la superficie de rotura considerada, se establece la ecuación del coeficiente de seguridad:

$$F = \frac{cA + (wcos\alpha - U)tg\Phi}{Wsen\alpha}$$

Dónde:
cA = fuerza debida a la cohesión en el plano de deslizamiento.
(Wcosa – U)tgΦ = fuerza debida al rozamiento en el plano.
Wcosa =componente estabilizadora del peso (normal a la superficie de deslizamiento).
U = fuerza total debida a la presión de agua sobre la superficie de deslizamiento.
Wsena = componente del peso tendente al deslizamiento (paralela a la superficie de deslizamiento)

En caso de existencia de grieta de tracción rellena de agua se aplica la ecuación siguiente:

$$F = \frac{cA + (wcos\alpha - U - Vsen\alpha)tg\Phi}{Wsen\alpha + Cos\alpha}$$

Siendo V la fuerza ejercida por el agua sobre la grieta de tracción.
El peso del talud se calcula en base al volumen unitario del bloque deslizante y al peso específico del material, y la fuerza ejercida por el agua se puede estimar:

$$U = \frac{1}{2}\gamma wZwA; V = \frac{1}{2}\gamma wZ^2w$$

Siendo A la longitud de la superficie de deslizamiento.

A partir de esta formulación general, y dependiendo de las características y forma de la rotura plana y de los factores involucrados, se introduce en las ecuaciones las diferentes fuerzas actuantes. Para el caso de una fuerza externa resistente aplicada sobre el talud, por ejemplo, un anclaje, la expresión de coeficiente de seguridad es:

$$F = \frac{cA + (wcos\alpha - U - Tcos\delta)tg\Phi}{Wsen\alpha + Tsen\delta}$$

Esta ecuación permite calcular la fuerza de anclaje total necesaria para conseguir un determinado coeficiente de seguridad.

Rotura en cuña

Para el análisis de la estabilidad de una cuña se pueden emplear distintos procedimientos. Un procedimiento es matemático, método analítico (Hoek y Bray, 1981). Existen programas de ordenador para el análisis determinístico y probabilístico de la estabilidad de cuñas, que permiten incluir fuerzas debidas a la presión de agua, fuerzas externas, sísmicas, etc., como el programa Swedge, basado en el método de análisis propuestos por los autores citados.

Para el caso simple de una cuña formada por dos planos sin cohesión y sin presencia de agua, los ábacos de Hoek y Bray (1981) permiten obtener el coeficiente de seguridad a partir de los valores de buzamiento, dirección de buzamiento y ángulo de fricción de los planos.

El análisis completo de la estabilidad de una cuña se puede llevar a cabo mediante el método de John (1968) que se basa en la representación estereográfica, de las direcciones de las fuerzas que actúan sobre la cuña y los planos que la forman, con la finalidad de conocer entre las diferentes fuerzas resultantes que permitan calcular el factor de seguridad.

Rotura por vuelco

El análisis por la rotura por vuelco de bloques se lleva a cabo estudiando las condiciones de equilibrio de cada uno de los bloques que forman el talud. Para realizar los cálculos se establecen las relaciones entre todos ellos considerando sus acciones mutuas y las relaciones geométricas de los bloques y del talud. Goodman y Bray (1976) y Hoek y Bray (1981).

Rotura curva

Para el análisis de esta tipología de rotura en macizos rocosos, muy alterados o intensamente fracturados y de baja resistencia, pueden utilizarse los métodos para rotura circular en suelo. Dentro de los métodos aproximados, el más extendido es el método de Bishop simplificado.

Análisis sísmico

Métodos de análisis sísmico en taludes

Se han propuesto cuatro métodos de análisis para la evaluación de estabilidad de taludes y laderas en el caso de eventos sísmicos (Houston 1987):

- **Método seudoestático** en el cual las cargas del sismo son simuladas como cargas estáticas horizontales y verticales
- **Método del desplazamiento** o las deformaciones, el cual se basa en el concepto de que las aceleraciones reales pueden superar la aceleración límite permitida, produciendo desplazamientos permanentes (Newmark 1965)
- **Método de la estabilidad después del sismo**, la cual es calculada utilizando las resistencias no drenadas, en muestras de suelo representativas que han sido sometidas previamente a fuerzas cíclicas comparables a las del sismo esperado (Castro, 1985)
- **Método de análisis dinámico por elementos finitos**. Por medio de un análisis en dos o tres dimensiones, utilizando un modelo específico se pueden obtener detalles relacionados con esfuerzos, deformaciones cíclicas o permanentes (Finn 1988, Prevost 1985)

Los dos primeros métodos son los más utilizados en la práctica de la geotecnia debido especialmente a su facilidad de implementación, a continuación, se describen cada uno.

Análisis Seudoestático En Taludes

El análisis seudoestático, se coloca sobre todos los elementos analizados en el talud, una fuerza horizontal correspondiente a un coeficiente sísmico K multiplicado por el peso del elemento. La localización de fuerza es un punto importante a tener en cuenta en este análisis. Terzaghi (1950) sugirió que la fuerza debería aplicarse sobre el centro de gravedad sobre cada tajada. Este es un criterio razonable y conservador (Duncan y Wright, 2005).

El método utiliza el mismo procedimiento general de cualquiera de los métodos de equilibrio límite, con la diferencia de que se incluye fuerzas seudoestáticas horizontales y verticales debidas al evento sísmico. Estas fuerzas sísmicas se asumen que son proporcionales al peso de la masa de deslizamiento potencial y de los coeficientes sísmicos K_h y K_v, expresada en término de veces la aceleración g producida por el sismo. Generalmente se recomienda analizar (con carga sísmica seudoestática) solamente la superficie más crítica identificada en el análisis estático. La mayoría de los análisis solamente tienen en cuenta la fuerza sísmica horizontal y K_v se asume igual a cero, la cual no es representativa para los deslizamientos en el área epicentral donde K_v es significativo.

La magnitud del coeficiente sísmico debe simular la naturaleza de la fuerza del evento que depende de la intensidad o aceleración del sismo, duración del movimiento y frecuencia. Para un análisis muy conservador, se puede asumir que el coeficiente

sísmico K_h es igual a la máxima aceleración pico esperada de un evento sísmico en el sitio. Sin embargo, este análisis conservador puede producir dificultades numéricas para K_h mayor que 0.4.

Coeficientes para el Análisis Seudoestático

La cuantificación de un valor de aceleración máxima para la estabilidad de taludes debe tener en cuenta los siguientes criterios empíricos:

- Si la masa considerada para el deslizamiento es rígida, la aceleración inducida sobre la masa debe ser igual a la aceleración máxima esperada con sus respectivas amplificaciones por sitio y topografía.
- Si la masa de suelo no es rígida, como es el caso de la mayoría de situaciones y si se tiene en cuenta que la aceleración pico sólo se presenta en períodos de tiempo muy pequeño, no suficiente para producir una falla, se pueden utilizar valores entre 0.1 y 0.2 g, dependiendo de la intensidad del sismo esperado.
-

Generalmente, el coeficiente sísmico seudoestático corresponde a una aceleración horizontal y usualmente no se tienen en cuenta las aceleraciones verticales y el coeficiente sísmico se representa como una fuerza horizontal. Se recomienda usar valores entre el 30% y 50% de la aceleración máxima esperada, con las respectivas amplificaciones. En la tabla 4.11, se muestran los coeficientes sísmicos más utilizados en la práctica.

Tabla 4. 11 Valores de coeficiente K recomendado en el análisis seudoestático.

Coeficiente sísmico K	Observaciones
0.1	Sismo importante, FS > 1.0
0.15	Sismo de gran magnitud, FS > 1.0
0.15 a 0.25	Japón FS > 1.0
0.05 a 0.15	Estado de california
0.10 para μ = 6.5 0.15 para μ = 8.5	(Seed, 1979) FS > 1.15
1/3 a ½ de la aceleración pico superficial (APS*)	(Marcuson y Franklin, 1983)
½ de la aceleración pico superficial (APS)	(Hynes, Griffin y Franklin, 1984) FS > 1.0 y un 20% de reducción de resistencia.
APS/980 para (APS < 200 gal) $(APS/980)^{1/3}/3$ para (200 gal <APS)	Noda y Joubu 1975, Fórmula de experiencia
0.5 a 0.65 *APS/980 para (500 gal< APS)	Torii 2015, Fórmula de experiencia
0.6 de la aceleración pico superficial	GENSAI 2, integración y simplificación de Noda y Joubu 1975 and Torii 2015.

Fuente: Elaboración propia en base a: Abramson y otros, 2002 y Proyecto GENSAI II
*APS=Aceleración pico superficial

La razón para utilizar el valor de K inferior a la aceleración pico, es que las fuerzas sísmicas son de corta duración y cambian de dirección muchas veces en un segundo. Aunque el factor de seguridad puede estar por debajo de 1.0 es un periodo corto de tiempo, mientras la fuerza reversa, estos milisegundos no son suficientes para producir la falla (Federal Highway Administration, 1997).

Debido a que los sismos ocurren en periodos cortos, es razonable asumir que, con excepción de gravas muy gruesas, el suelo no drena apreciablemente durante el sismo. Por lo tanto, en la mayoría de los casos deben utilizarse resistencias no drenadas para el análisis seudoestático.

En la tabla 4.12, se muestra la propuesta de coeficientes sísmicos horizontales para el método pseudoestático de taludes en Costa Rica y en la figura 4.6 la zonificación sísmica de Costa Rica.

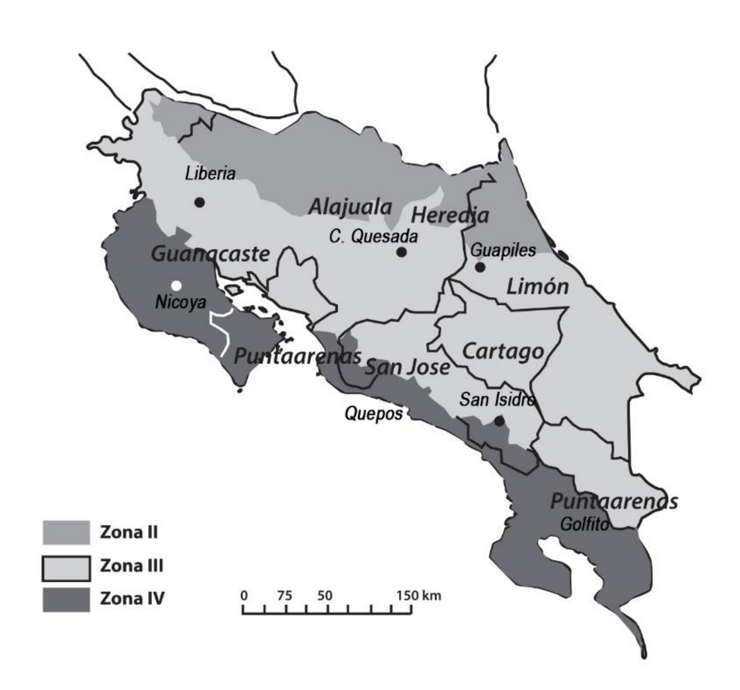


Figura 4. 6 Localización sísmica de Costa Rica
Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, 2010

Tabla 4. 12 Coeficientes sísmicos horizontales para el método pseudoestático de taludes, Costa Rica

Tipo de sitio	Zona II	Zona III	Zona IV
S1	0.15	0.15	0.20
S2	0.15	0.20	0.20
S3	0.15	0.20	0.25
S4	0.15	0.20	0.25

Fuente: Análisis de estabilidad de taludes según la geometría de cortes en suelos cohesivos. Laporte, 2005

La tabla 4.13 describe las principales características de los cuatro tipos de suelos (sitios) propuestos por el Código Sísmico de Costa Rica, 2002.

Tabla 4. 13 Tipos de sitios propuestos por el Código Sísmico de Costa Rica, 2010 (CSCR-2010)

Tipo de sitio	Descripción de tipo de suelo y roca que caracterizan cada sitio
S1	Un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.
S2	Un perfil de suelo con condiciones predominantemente de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.
S3	Un perfil de suelo con 6 m a 12m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6m de suelos no cohesivos de poca o media densidad.
S4	Un perfil de suelo que contenga un estrato de mas de 12m de arcilla suave.

Fuente: Código Sísmico de Costa Rica, 2010 (CSCR-2010)

La zonificación y valores sísmicos para El Salvador se ve en la figura 4.7 y en la tabla 4.14.

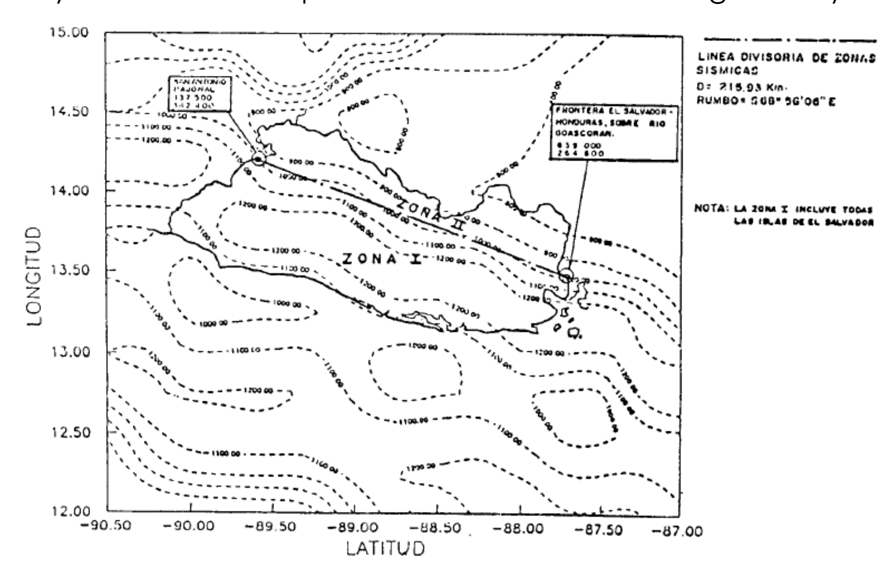


Figura 4. 7 Zonificación sísmica de la República de El Salvador, (MOP) 1997

Tabla 4. 14 Coeficiente sísmicos por zonas para El Salvador

	Zona I	Zona II
K_h	0.16	0.12

Fuente: MOP, 1997

La zonificación y valores sísmicos para Panamá se presentan en la tabla 4.15

Tabla 4. 15 Coeficientes de aceleraciones pico efectiva A_a y A_v para la República de Panamá

Ciudad	A_a	A_v	Ciudad	A_a	A_v
Aguadulce	0.14	0.14	David	0.21	0.27
Aligandí	0.19	0.19	El Real	0.22	0.27
Almirante	0.21	0.22	El Valle	0.12	0.14
Bocas del Toro	0.21	0.21	Jaqué	0.22	0.28

Ciudad	A_a	A_v	Ciudad	A_a	A_v
Boquete	0.18	0.20	La Palma	0.21	0.27
Chanquinola	0.24	0.28	Las Tablas	0.17	0.20
Chepo	0.20	0.28	Panamá	0.15	0.20
Chiriquí Grande	0.18	0.20	Penonomé	0.11	0.14
Chitré	0.15	0.15	Portobelo	0.17	0.19
Chorrera	0.13	0.15	Puerto Armuelles	0.25	0.34
Colón	0.15	0.20	Puerto Obaldía	0.21	0.22
Concepción	0.22	0.28	Santiago	0.15	0.18
Coronado	0.12	0.15	Soná	0.17	0.19
			Tonosí	0.20	0.20

Fuente: Reglamento Estructural Panameño, (REP) 2014

Donde:

A_a = valores específicos de aceleraciones pico efectivas.

A_v = aceleraciones pico efectivas relacionadas a la velocidad.

La zonificación y valores sísmicos para Guatemala se ve en la figura 4.8 y en la tabla 4.16.

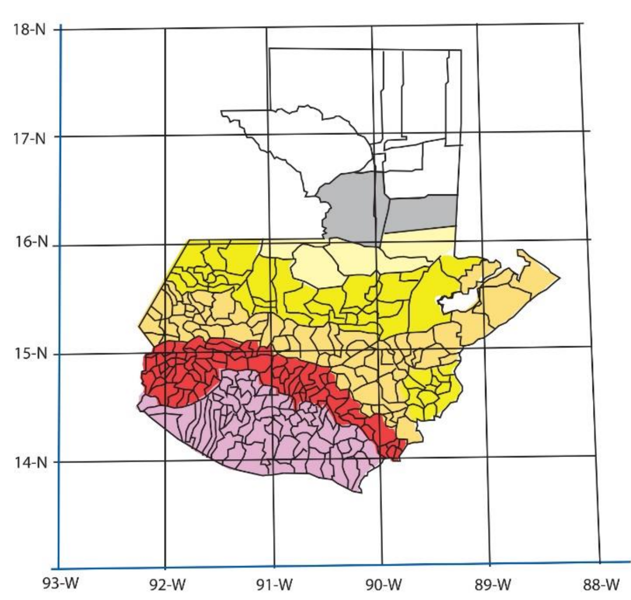


Figura 4. 8 Zonificación sísmica de la República de Guatemala, (AGIES) 2010

Tabla 4. 16 Índice de sísmica para la República de Guatemala

Indice de sismicidad (I_o)		Scr	S1r
2a		0.50	0.20
2b		0.70	0.27
3a		0.90	0.35
3b		1.10	0.43
4		1.30	0.50
4		1.50	0.55
4		1.65	0.60

Fuente: Asociación Guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica (AGIES) 2010

La figura 4.8 se relaciona con la tabla 4.16.

Donde:
I_o = índice de sismicidad es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad.
Scr = ordenada espectral de periodo corto del sismo extremo considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.
S1r = ordenada espectral de periodo 1 segundo del mismo espectro considerado en el basamento de roca en el sitio de interés.

La zonificación y valores sísmicos para Nicaragua se ve en la figura 4.9 y en la tabla 4.17.

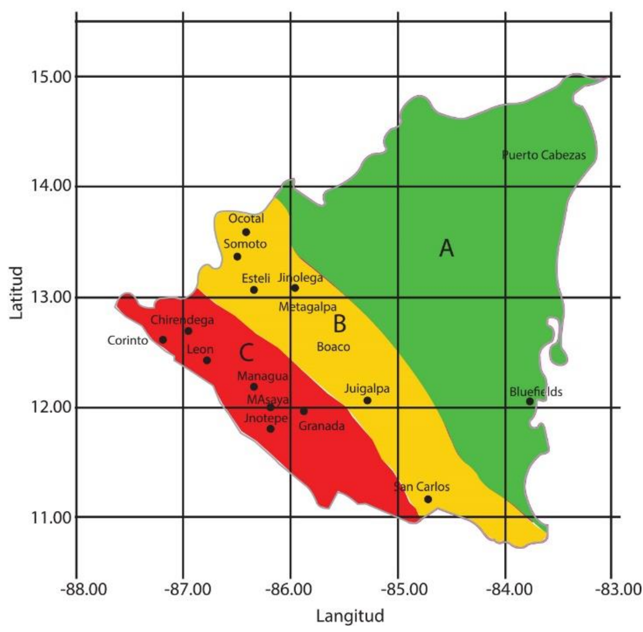


Figura 4. 9 Zonificación sismica de la república de Nicaragua
Fuente: Reglamento Nacional de Construcción, (RNC-7)

Tabla 4. 17 Factores de amplificación por tipo de suelo para Nicaragua, RNC-7

Zona Sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	II
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Fuente: Reglamento Nacional de Construcción, (RNC-7)

Para los suelos muy blandos de tipo IV, es necesario construir espectros de sitios específicos.

Los suelos propensos a lucuarse no se incluye en ningún caso. Se debe de relacionar la tabla 4.17 con la figura 4.9.

Donde:
Tipo I: Afloramiento rocoso con $V_s > 750$ m/s,
Tipo II: Suelo firme con $360 < V_s \leq 750$ m/s,
Tipo III: Suelo moderadamente blanco, con $180 \leq V_s \leq 360$ m/s,
Tipo IV: Suelo muy blando, con $V_s < 180$ m/s.

Siendo V_s la velocidad promedio de ondas de cortante calculada a una profundidad no menor de 10 m, que se determinará como:

$$\boldsymbol{Vs} = \frac{\sum_{n=1}^{N} \mathbf{h_n}}{\sum_{n=1}^{N} \frac{\mathbf{h_n}}{\mathbf{v_n}}}$$

Donde:
h_n = espesor de n-ésimo estrato
v_n = velocidad de ondas de corte del n-ésimo estrato
N = número de estratos

La zonificación y valores sísmicos para Honduras se ve en la figura 4.10 y en la tabla 4.18.

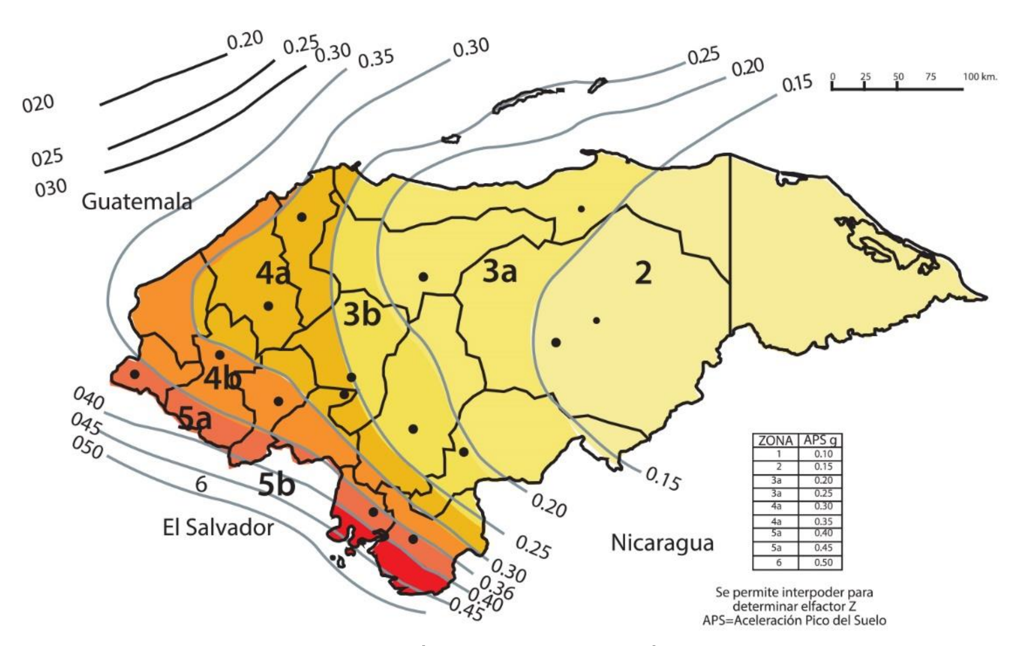


Figura 4. 10 Zonas sísmicas de la República de Honduras
Fuente: Código Hondureño de Construcción, 2008

Tabla 4.18 Factor de zona sísmica para Honduras

Zona sísmica	1	2	3a	3b	4a	4b	5a	5b	6
APS[1]	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45	0.50

[1]Aceleración Pico del Suelo

Fuente: Código Hondureño de Construcción, 2008

Se debe de relacionar la tabla 4.18 con la figura 4.10

Método de desplazamiento de newmark

El análisis de desplazamiento que propuso Newmark (1965) se basa en el supuesto de un bloque que desliza sobre una superficie inclinada, el cual está sujeto a aceleración basal, como se muestra en la figura 4.11 y figura 4.12.

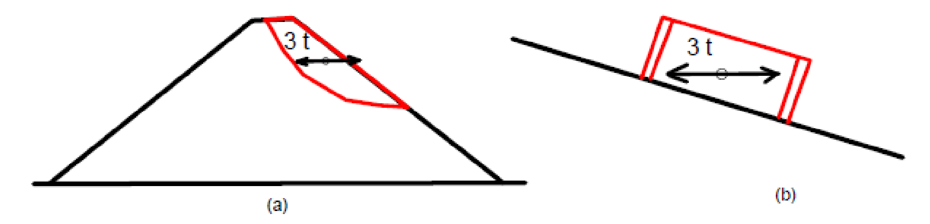


Figura 4. 11 Representación esquemática de un bloque deslizante

Fuente: Newmark, 1965

Se define aceleración de rotura A_R, como aquella aceleración límite, por sobre la cual se producirá el deslizamiento del bloque o, en otras palabras, la mínima aceleración del suelo requerido para superar la máxima resistencia del bloque deslizante.



Figura 4. 12 Bloque deslizante en un plano de falla

Fuente: Elaboración propia, Roatán, Honduras

En el método de Newmark, se calcula la aceleración de ruptura en función de un factor de seguridad estático y la geometría del talud. Cuando la aceleración de la onda sísmica excede el valor de A_R, el bloque se mueve; el resto del tiempo el bloque permanece en reposo. De esta forma, se calcula la deformación acumulada durante todo el sismo. Mediante la integración de las aceleraciones que sobrepasan la aceleración crítica, se determinan en primer lugar las velocidades y con la doble integración, los desplazamientos.

Consideraciones generales del método

- Se considera que en el talud existen planos de debilidad bien definidos y el movimiento ocurrirá a lo largo de superficies específicas o planos.
- Existirán deformaciones permanentes sólo si el esfuerzo dinámico supera la resistencia al cortante del talud.
- Los deslizamientos ocurren "cuesta abajo". La resistencia "cuesta arriba" se considera infinita y el bloque no se moverá aunque la aceleración crítica se exceda en la dirección contraria.
- La aceleración crítica se calcula mediante el método de equilibrio límite.

Resistencia al deslizamiento del bloque

La resistencia al deslizamiento de un bloque de suelo o roca es función de su resistencia al corte bajo condiciones aplicables en un sismo. La magnitud de dicha resistencia depende de la cantidad de desplazamiento que se produzca, sin embargo, para movilizar la resistencia al corte medida en un talud no es necesario un gran desplazamiento. En el método de Newmark se establece esta resistencia en términos de un coeficiente N multiplicado por el peso de la masa deslizante. La cantidad N.g donde g es la aceleración de la gravedad, corresponde a la aceleración constante, actuando en la dirección apropiada, la cual sobrepasa la resistencia al deslizamiento del elemento en la dirección en la cual la resistencia tiene su menor valor. Esta aceleración es la definida como aceleración de rotura A_R.

4.1.4 Determinación de la tipología del proceso de inestabilidad: factores condicionantes y desencadenantes

- **Factores influyentes en la inestabilidad de los taludes**

La estabilidad de un talud está determinada por factores geométricos (altura e inclinación), factores geológicos (que condicionan la presencia de planos y zonas de debilidad y anisotropía en el talud), factores hidrogeológicos (presencia de agua) y

factores geotécnicos o relacionados con el comportamiento mecánico del terreno (resistencia y deformabilidad). La tabla 4.19, resume los factores condicionantes y desencadenantes de taludes.

Tabla 4.19 Factores condicionantes y desencadenantes de taludes

Factores condicionantes	Factores desencadenantes
-Estratigrafía y litología. -Estructura geológica. -Condiciones hidrogeológicas y comportamiento hidrogeológico. -Propiedades físicas, resistentes y deformacionales. -Tensiones naturales y estado tenso-deformacional.	-Sobrecarga estática. -Cargas dinámicas. -Cambios en las condiciones hidrogeológicas. -Factores climáticos. -Variaciones en la geometría. -Reducción de parámetros resistentes.

Fuente: González y otros 2002

- **Estratigrafía y litología**

Las propiedades físicas y resistentes de cada tipo de material, junto con la presencia de agua, representan su comportamiento tensodeformacional y, por lo tanto, su estabilidad. Aspectos como la alternancia de materiales de diferente litología, competencia y grado de alteración, o la presencia de capas de material blando o de estratos duros, controlan los tipos y la disposición de la superficie de rotura. En los suelos, que generalmente se pueden considerar homogéneos en comparación con materiales rocosos, la diferencia en el grado de compactación, cementación o granulometría predisponen zonas de debilidad y de circulación de agua que pueden generar inestabilidades. En los macizos rocosos, la existencia de capas o estratos de diferente competencia implica también un diferente grado fracturación en los materiales.

- **Estructura geológica y discontinuidades**

La estructura geológica es un parámetro definitivo en las condiciones de estabilidad de los taludes en los macizos rocosos. La combinación de los elementos estructurales con los parámetros geométricos del talud, altura e inclinación, y su orientación, define los problemas de estabilidad.

- **Condiciones hidrogeológicas**

La mayor parte de las roturas se producen por los efectos del agua en el terreno, como la generación de presiones intersticiales, o los arrastres y erosión, superficial o interna, de los materiales que forman el talud. En general, puede decirse que el agua es el mayor enemigo de la estabilidad de los taludes (además de las acciones antrópicas, cuando se realizan excavaciones inadecuadas sin criterios geotécnicos).

La presencia de agua en un talud reduce su estabilidad al disminuir su resistencia del terreno y aumentar las fuerzas tendentes a la inestabilidad. Sus efectos más importantes son:

- Reducción de la resistencia al corte en los planos de rotura al disminuir la tensión normal efectiva
- La presión ejercida sobre las grietas de tracción aumenta las fuerzas que tienden al deslizamiento
- Aumento del peso del material por saturación
- Erosión interna por flujo subsuperficial o subterráneo
- Meteorización y cambios en la composición mineralógica de los materiales

La forma de la superficie freática en un talud depende de diferentes factores, en los que se encuentran la permeabilidad de los materiales, la geometría o forma del talud y las condiciones de entorno. En los macizos rocosos, la estructura geológica tiene una gran influencia en la disposición del nivel freático y, por tanto, en la distribución de las presiones intersticiales sobre cualquier superficie potencial de deslizamiento en un talud, así como la alternancia de materiales permeables e impermeables.

- **Propiedades geomecánicas de los suelos y de los macizos rocosos.**

En los suelos

La rotura de un talud depende de la resistencia al corte. En primera instancia, esta resistencia depende de los parámetros resistentes del material: cohesión y rozamiento interno. Luego, la influencia de la naturaleza de los suelos en sus propiedades mecánicas, implica que la selección de los parámetros resistentes representativos de la resistencia al corte, debe ser realizada teniendo en cuenta la historia geológica del material.

En macizos rocosos

Son las propiedades resistentes de las discontinuidades y de la matriz rocosa las que controlan el comportamiento mecánico: red de fracturación, longitud de las fracturas, abertura, relleno en las fracturas, meteorización, resistencia, rugosidad, hidrología, etc.

- **Tensiones naturales**

Tensiones de tipo tectónico, las excavaciones dan lugar a liberación y redistribución de energía, esta modificación del estado tensional previo contribuye a la pérdida de resistencia del material. Las discontinuidades y las zonas con estructuras compresivas

(por ejemplo pliegues) pueden convertirse en zonas de debilidad por la aparición de tensiones distensivas.

Por cambios en la geometría, el estado tensional de un talud depende de su configuración geométrica y del estado de tensiones del macizo rocoso previo a la excavación. En excavaciones profundas, las elevadas tenciones que se generan en zonas singulares como al pie del talud pueden dar lugar a condiciones de desequilibrio. También en la cabecera del talud se generan estados tensionales que provocan grietas verticales.

- **Otros factores que producen inestabilidad en los taludes**

Sobrecargas estáticas, el peso de edificios, rellenos, escombreras, paso de equipo pesado, muros de contención, etc. Que cuando ejercen sobre la cabecera de los taludes, aportan una carga adicional que pueden contribuir a las fuerzas desestabilizadoras.

Sobrecarga dinámica, Las cargas dinámicas se deben principalmente a los movimientos sísmicos, naturales o inducidos; y a las vibraciones producidas por voladuras cercanas al talud. El principal efecto de los macizos rocosos fracturados es la apertura de las discontinuidades preexistentes, la reducción de su resistencia al corte y caída de bloques rocosos. En casos de fuertes movimientos sísmicos, las fuerzas aplicadas de forma instantánea, puede producir la rotura general del talud si existen condiciones precias favorables a la inestabilidad.

Precipitaciones y el régimen climático, Influyen en la estabilidad del talud al modificar el contenido de agua del terreno. La alternancia de periodos de sequía y lluvia produce cambios en la estructura de los suelos que dan lugar a pérdidas de resistencia.

Procesos de meteorización, en determinado tipo de suelo o macizos rocosos blandos los procesos de meteorización juegan un papel importante en las propiedades resistentes, dando lugar a una alteración y degradación intensa al ser expuesta los materiales a condiciones ambientales como consecuencia de una excavación. Estas pérdidas de resistencia pueden dar lugar a la caída del material superficial y, si afecta a zonas críticas del talud, como su pie, puede generar roturas generales, sobre todo en condiciones de presencia de agua.

- **Tipos de rotura**

Taludes en suelo

Los taludes en suelo rompen generalmente a favor de **superficies curvas**, con forma diversa condicionada por la morfología y estratigrafía del talud.

- Puede ser aproximadamente circular (la más frecuente), con su extremo inferior en el pie del talud, (deslizamiento de pie) cuando éste está formado por terreno homogéneo o por varios estratos de propiedades geotécnicas homogéneas.
- Puede ser casi circular, pero pasando por debajo del pie del talud (deslizamiento profundo).

Si se dan determinadas condiciones en el talud como la existencia de estratos o capas de diferente competencia, puede tener lugar una rotura a favor de una **superficie plana** o de una **superficie poligonal** formado por varios tramos planos. El modelo de **talud "infinito",** (su longitud puede considerarse infinito con respecto al espesor de la masa que rompe) puede adoptarse en muchas laderas naturales donde la superficie de rotura está definida por el contacto, prácticamente paralelo al talud entre el terreno superficial (coluvial o suelo residual) y la roca subyacente.

Taludes en roca

Rotura plana, se produce a favor de una estructura preexistente, que puede ser de estratificación, una junta tectónica, una falla, etc. La condición básica es la presencia de discontinuidades buzando a favor del talud y con su misma dirección. En taludes excavados paralelos a la estratificación, pueden tener lugar roturas planas por deslizamiento de los estratos; este tipo de roturas es típica en macizos litíticos o pizarrosos, generándose los planos de rotura a favor de la esquistosidad.

Rotura en cuña, corresponde al deslizamiento de un bloque en forma de cuña, formado por dos planos de discontinuidad a favor de su línea de intersección. Para que se produzca este tipo de rotura, los dos planos deben aflorar en la superficie del talud. Este tipo de rotura suele presentarse en macizos con varias familias de discontinuidades, cuya orientación, espaciado y continuidad determina la forma y volumen de la cuña.

Vuelco de estratos, se producen en taludes de macizos rocosos donde los estratos presentan buzamiento contrario a la inclinación del talud y dirección paralela o sub paralela al mismo. En general, los estratos aparecen fracturados en bloques a favor de sistemas de discontinuidades ortogonales entre sí. Este tipo de rotura implica un

movimiento de rotación de los bloques, y la estabilidad de los mismos no está únicamente condicionada por su resistencia al deslizamiento.

Rotura curva, puede ocurrir en macizos rocosos blandos poco competentes y en macizos muy alterados o intensamente fracturados, que presentan un comportamiento isótropo y donde los planos de discontinuidad no controlan el comportamiento mecánico.

Uso de software

Actualmente se conocen programas comerciales de software para computador, tales como: **SLOPE/W, STABLE, SLIDE, TALREN, Herramienta para gestión de Geoamenazas de Carreteras HGGeoA (hojas de cálculo)** [2] y **HAETE** [3] **(Herramienta Para Análisis de Estabilidad de Taludes, hojas de cálculo)** los cuales permiten de una forma rápida y sencilla obtener los factores de seguridad de taludes o laderas con cierto grado de complejidad y por cualquiera de los métodos de análisis. Algunos métodos emplean los elementos finitos con muy poco éxito en la estabilidad de taludes específicos, y otros emplean análisis de equilibrio por interacción, siendo este último sistema muy empleado universalmente.

JICA GENSAI II desarrolló herramientas de hoja de cálculo (disponibles en la página web de DACGER, El Salvador) HAETE: Herramienta Para Análisis de Estabilidad de Taludes, Basada en Excel, cuyos análisis analizan el método de equivalencia del límite equivalente en coeficiente sísmico.

Métodos numéricos

El método de elementos finitos resuelve muchas de las deficiencias de los métodos de equilibrio límite, este método fue introducido por Clough y Woodward (1967). El método esencialmente divide la masa de suelo en unidades discretas que se llaman elementos finitos. Estos elementos se interconectan en sus nodos y en bordes predefinidos. El método típicamente utilizado es el de la formulación de desplazamientos, el cual presenta los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales. La condición de falla obtenida es la de un fenómeno progresivo en donde no todos los elementos fallan simultáneamente. Aunque es una herramienta muy poderosa su utilización es muy compleja y su uso muy limitado para resolver problemas prácticos. Wong (1984) menciona la dificultad de obtener factores de seguridad a la falla.

---

[2] JICA, GENSAI 2 desarrolló herramientas de hoja de cálculo (disponibles en la página web de DACGER, El Salvador)

[3] Idem 2

Aunque su utilización no está muy expandida existen algunos programas de análisis de estabilidad de taludes utilizando métodos numéricos. De estos se conocen los programas **FLAC, UDEC** (Benko-Stead-1993), **PLAXIS** entre otros. En el **método FLAC** los materiales son representados por zonas para formar una malla de acuerdo a la geometría y se puede seleccionar una variedad de relaciones esfuerzo/deformación. En el **método UDEC** el talud se divide en bloques de acuerdo al sistema de juntas o grietas, los cuales pueden ser rígidos o deformables.

4.2 Métodos de estabilización

Antes de comenzar un método de estabilización, siempre es recomendable hacer un análisis de las condiciones del talud. Debe considerarse el posicionamiento del nivel freático que originó el deslizamiento, el tipo de formación geológica, la geometría y algunos datos geotécnicos como valores de cohesión y de rozamiento, geometría de la superficie de rotura, la influencia de la actividad sísmica y con los datos poder determinar un coeficiente de seguridad que aproxime a 1.0.

Posteriormente se consideran las medidas estabilizadoras las que pueden consistir en: modificación de la geometría del talud, drenajes, aumento de la resistencia del terreno mediante la introducción en el talud de elementos estructurales resistentes, construcción de muros u otros elementos de contención.

O bien, a través de medidas de protección superficiales que ayudan a eliminar los problemas de caídas de rocas, evitan o reducen la erosión y meteorización, infiltración de agua de escorrentía.

Es común observar en los trazos viales instalación de mallas metálicas, muros de revestimiento, instalación de materiales geotextiles y siembras de especies que contribuyen a reforzar el terreno.

4.3 Obras de protección y estabilización de taludes

Debe diferenciarse entre las medidas de protección estructurales de las no estructurales. Como medidas estructurales se consideran aquellos de protección de la superficie del talud como concreto lanzado, recubrimiento con cemento. Modificación de la topografía: terrazas o bermas intermedias, abatimiento de la pendiente del talud, remoción del material en la cabecera del talud. Control del agua superficial y subterránea. Estructuras de contención y anclaje, la tabla 4.20 clasifica, explica, presenta la forma de derrumbe y propone un método para estabilizarlo. La tabla 4.21, contiene las principales obras de protección de taludes con estructura y propósito.

Se entiende como medidas no estructurales aquellas que comprenden acciones no físicas orientadas a educar, prevenir, mitigar o prevenir riesgos actuales y futuros. Pueden considerarse igual o más eficiente que las medidas estructurales.

Tabla 4.20 Clasificación de derrumbes, forma que presenta y método de estabilización

Clasificación	Explicación	Forma del derrumbe	Ejemplo de método de obra estratégica
Erosión, derrumbamiento	**Tipo I.** Se presentan descamaciones de la capa superficial u surcos por sequía y humedad, congelamiento y lluvia entre otras. Al dejarse sin intervenir, esto puede tornarse en profundos derrumbes.	Erosión por aguas en capas superficiales/aparición de surcos	Obras de marcos prefabricados Obras con mallas + obras de vegetación / Obras de marcos prefabricados + obras de vegetación
	Tipo II Se derrumba el saliente de la parte superior del talud		Obras de vegetación Perfilado + Obras de vegetación
	Tipo III. Se derrumba las rocas por las numerosas grietas y juntas	Desprendimiento de rocas sueltas	Eliminación de rocas sueltas mortero lanzado Obras de suelo con tierra reforzada Mortero lanzado + obras de suelo con tierra reforzada + Anclaje de en rocas
Deslizamiento de capas superficiales	**Tipo I.** Al momento en que se desliza la tierra superficial, se presentan derrumbes incluyendo las capas rocosas con alta erosión de las capas inferiores. En la mayoría de los casos, el agua de manantial es el detonante.	Agua de manantial	Obras de marcos prefabricados Agua de manantial Drenaje horizontal Perfilado+ Obras de marcos prefabricados+ Drenaje horizontal

Clasificación	Explicación	Forma del derrumbe	Ejemplo de método de obra estratégica
	Tipo II. Se presenta una caída de roca por meteorización.	Derrumbe por el proceso de meteorización	Obras con Shotcrete/obras de marcos + pernos en roca/Obras con marcos + vegetación
	Tipo III. Se presenta caída de rocas sobre el talud y existen grietas en las rocas (juntas, rupturas pequeñas y capas delgadas). En el segundo caso también se presentan numerosos casos de caídos en forma de cuñas.	Desplomes a lo largo de la grietas de las rocas	Mortero lanzado+ obras de refuerzo por medio de anclaje de rocas
Derrumbes o deslizamientos a gran escala	**a.** El talud está compuesto por capas de suelo débil y poco consolidado. El talud tiene elementos geológicos inestables y colapsan cuando sube el nivel del agua subterránea	Deslizamiento superficial discontinuo en formación de alta permeabilidad	Perfilado + pilotes / obras de perforación lateral + obras de vegetación
	b. Rocas que poseen estructuras geológicas con estratos inclinados, fallas y zonas fracturadas crean colapsos de gran magnitud	Falla en la zona de fractura como superficie deslizante	Obra de vigas + obra de vigas pulverizadas + obras de anclaje al suelo + obras de suelo con tierra reforzada + bobinada de concreto

Clasificación	Explicación	Forma del derrumbe	Ejemplo de método de obra estratégica
	c. Taludes que tengan estratos inclinados en sentido opuesto a la pendiente del talud y que contengan fallas pueden colapsar de golpe o rotar hacia adelante	Rotación, desplome de estratos inclinados (Toppling)	Concreto lanzado + obra de suelo con tierra reforzada + obra de anclaje al suelo

Fuente: Elaboración propia en base a “Manual de Obras de Protección de Taludes” del Proyecto GENSAI, Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda y Desarrollo Humano de El Salvador, 2018. Modificado de La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), 2009. Pautas para los cortes y movimientos de tierra en caminos y estabilidad de taludes. Código ISBN 978-4-89950-415-6.

Tabla 4.21 Principales obras de protección de taludes con estructura y propósito

Item	Propósito
Obras de mallas de alambre Obras de mallas de fibra	Para sostener el suelo mientras crece la vegetación Para evitar la erosión debida a la corriente del agua superficial
Estacas de madera Cilindros de alambre	Para controlar la erosión de la superficie y la descarga por depósitos debidos a nacimientos de agua
Concreto prefabricado	Para sostener el material de relleno y prevenir la erosión
Concreto lanzado/shotcrete Revestimiento de piedra Revestimiento de bloques	Para evitar la erosión, el intemperismo y la penetración del agua superficial
Revestimiento de concreto Obras de marcos de concreto Obras de marcos de concreto colado en el sitio	Para evitar el fallo de la superficie del talud y la descamación de las rocas Trabajos de retención de tierra para pequeñas presiones del suelo
Muro de retención de mampostería Obras de gaviones Muros de retención de concreto Obras de tierra armada con fibras continuas	Para evitar el fallo del talud debido a la presión del suelo
Obras de tierra armada con pernos en la roca Anclajes a tierra Pilotes	Para evitar el fallo del talud debido al deslizamiento del suelo
Tabla estaca	Formar una pared hermética destinada a la protección de muelles y muros de contención.
Tierra mecánicamente estabilizada	Aumentar la cohesión del suelo mejorando las propiedades mecánicas.

Fuente: Elaboración propia en base a “Manual de Obras de Protección de Taludes” del Proyecto GENSAI, Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda y Desarrollo Humano de El Salvador, 2018. Modificado

de La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), 2009. Pautas para los cortes y movimientos de tierra en caminos y estabilidad de taludes. Código ISBN 978-4-89950-415-6

- **Modificación de la geometría**

Las actuaciones más frecuentes son:

- Disminuir la inclinación del talud.
- Eliminar peso de la cabecera del talud.
- Incrementar el peso en el pie del talud (escolleras).
- Construir bancos y bermas (escalonar el talud)

Por el contrario, cuando el gradiente de pendiente se vuelve suave, el área expuesta a la lluvia directa aumentará, por lo que es necesario preservarla de la erosión por drenaje y vegetación. En la tabla 4.22 se presentan ángulos críticos en taludes de roca.

Tabla 4.22 Ángulos críticos en taludes importantes en rocas

Roca predominante	Estratificación o dirección preferente de diaclasas	Altura (m)	Angulo crítico del talud	Radio de curvatura en planta (m)	Vida del talud	Referencia
Lutita		95	27.3° (18°-36°)	≥300 (pie)	70 años	Piteau (1970) Jennings (1970)
Lutita		95	39.5° (23°-56°)	60 (pie)	70 años	
Lutita	Paralela al talud	90	42° (35°-60°)		reciente	Patton y Deere (1970)
Lutita porfídica		150	58°	400 (medio)		Broadbent y Rippere (1970)
Riolita muy alterada		52	60°	-75 (pie)		Hamel (1971)
Granodiorita con zonas alteradas	En parte paralela al talud	248	42°-46.5°		Muy larga	Keonedy y Niermeyer (1970)
Pórfido sano		100-200	>60°		Muchos años	Pryor (1970)
Pórfido fracturado o meteorizado		100-200	>50°		Muchos años	Pryor (1970)
Pizarra	Paralela al talud	100-200	37°-40°		Muchos años	Pryor (1970)
Pizarra	Paralela al talud	100-200	40°-45°		Muchos años	Pryor (1970)

Roca predominante	Estratificación o dirección preferente de diaclasas	Altura (m)	Angulo crítico del talud	Radio de curvatura en planta (m)	Vida del talud	Referencia
Pizarra descompuesta		100-200	≈33°		Muchos años	Pryor (1970)
Pirita		100-200	≈45°		Muchos años	Pryor (1970)
Residuos de mineral		100-200	≈33°		Muchos años	Pryor (1970)
Arenisca conchífera con cemento parcialmente arcilloso	Horizontal	70	Casi vertical		Cientos de años	

Fuente: Geotecnia y cimientos II, mecánica del suelo y de las rocas. Segunda edición. José A. Jiménez Salas y otros

La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), contempla pautas para los cortes y movimientos de tierra en caminos y estabilidad de taludes, en el cual establece el gradiente estándar para los cortes en taludes, de acuerdo a este código, el diseño para un corte en pendiente dependerá del tipo de suelo o roca, como se indica en la tabla 4.23, los valores se determinan empíricamente de acuerdo a las condiciones geológicas. Debido que en la práctica no es fácil hacer análisis de estabilidad en taludes con alturas menores a 10 m para un tramo de varios metros de longitud.

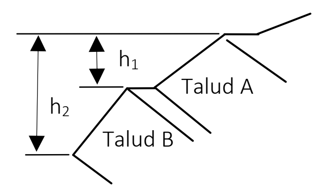
Tabla 4.23 Estándares geométricos de cortes en taludes pequeños de acuerdo al tipo de suelo y roca

Características del suelo y roca		Altura del talud (m)	Gradiente horizontal : vertical
Roca dura			0.3:1 - 0.8:1
Roca suave			0.5:1 - 1.2:1
Arena	Floja y mala distribución de partículas.		1.5:1 o más suave
Suelo arenoso	Denso	Menor de 5 m	0.8:1 -1.0:1
		5-10 m	1.0:1 - 1.2:1
	Flojo	Menor de 5 m	1.0:1 - 1.2:1
		5-10 m	1.2:1 - 1.5:1
Suelo arenoso con grava y rocas	Densa y buena distribución de partículas.	Menor de 10 m	0.8:1- 1.0:1
		10-15 m	1.0:1 – 1.2:1
	Pobre y mala distribución de partículas.	Menor de 10 m	1.0:1 – 1.2:1
		10-15 m	1.0:1 – 1.2:1
Suelos de grano fino (suelos cohesivos o limo)		Menor de 10 m	1.0:1 – 1.2:1

Suelo de grano fino con grava y rocas	Menor de 5 m	1.0:1 – 1.2:1
	5-10 m	1.2:1 – 1.5:1

Fuente: Asociación de carreteras del Japón, 1984

Notas: (1) Exceptuando las propiedades de los suelos y rocas que se muestran en la tabla, para taludes superiores a 10 m, debe estudiarse individualmente. (2) Se debe determinar la altura vertical de corte como se muestra en la siguiente figura:



h_1: altura del talud para determinar el gradiente del talud A.

h_2: altura del talud para determinar el gradiente del talud B = a la altura desde la base del talud B (superficie de la calzada) hasta la parte superior del talud A.

Para estabilizar la pendiente a largo plazo, se requieren trabajos de control de la erosión con vegetación y drenaje en la pendiente del talud.

- **Bermas y bancos en taludes**

Generalmente se construyen verbas de uno a dos metros de ancho por cada 5 a 7 m de altura con la siguiente finalidad:

- Reducir la velocidad del flujo de agua en la superficie banco, disminuyendo la fuerza erosiva.
- Proveer un espacio para las cunetas de drenaje, y
- Como acera para inspección o andamio para reparación.

Se recomienda una berma más ancha cuando la pendiente es larga y alta donde se deba instalar mallas o cercas de protección para caída de rocas.

- **Elementos estructurales resistentes**

La finalidad es aumentar la resistencia al corte mediante algunos de los siguientes sistemas:

- Introduciendo elementos que mejoran la resistencia del terreno en la superficie de rotura (por ejemplo, pilotes o micropilotes).
- Introduciendo elementos que aumentan las fuerzas tangenciales de rozamiento en la superficie de rotura (por ejemplo, anclajes y bulones).

Las pantallas de pilotes son alineaciones de estos elementos distanciados entre sí, de tal forma que constituyen una estructura relativamente continua, atravesando la zona deslizada y empotrándose en la zona estable. La distribución y longitud de los pilotes deben ser detalladamente estudiadas, así como su resistencia ante los esfuerzos a los

que van a estar sometidos. Los diámetros de los pilotes varían de 0.65 a 2 m, siendo frecuente arriostrarlos en superficie por medio de una viga.

De forma semejante se pueden utilizar pantallas de micropilotes que atraviesan la zona deslizada y se introducen en la zona estable. Los micropilotes suelen tener un diámetro entre 12 y 15 cm y longitudes que alcanzan los 15 y 20 m; van armados con un tubo de acero que se rellena mediante inyección de cemento.

Las columnas de jet-grouting suelen utilizarse para estabilizar taludes en suelos granulares, incluso en terrenos cohesivos, cortando la superficie del deslizamiento y creando zonas con mayor resistencia al corte. El procedimiento consiste en realizar una perforación en el terreno, generalmente entre 0,40 y 1,0 m de diámetro, inyectando cemento a alta presión (entre 30 y 60 Mpa) a través de un rejillaje que gira a gran velocidad, que penetra y rompe el terreno circundante. Se consigue así una columna de alta resistencia formada por el terreno y la inyección.

Los anclajes son elementos formados por cables o barras de acero que se anclan a zonas estables del macizo, trabajan a tracción y proporcionan una fuerza contraria al movimiento y un incremento de las tensiones normales sobre la superficie de rotura.

En función de su forma de trabajo, se clasifican en pasivos (el anclaje comienza a trabajar al producirse el movimiento del bloque o del terreno), activos (el anclaje se tensa tras su instalación hasta su carga admisible) y mixtos (el anclaje se tensa con una carga inferior a su carga admisible.

Muros y elementos de contención. La construcción de muros se emplea para reforzar la zona de pie de los taludes, evitando, además, la degradación en esta zona crítica frente a la estabilidad. Los muros se construyen a pie de talud como elementos resistentes, de contención o sostenimiento, siendo efectivos frente a inestabilidades superficiales. *Los muros de contención* presentan el inconveniente de que hay que excavar el pie del talud para su construcción, lo que favorece la inestabilidad. *Los muros de sostenimiento* se construyen separados del pie del talud, rellenando posteriormente el trasdós (espacio entre el muro y el talud). *Los de revestimiento* tienen como misión proteger el terreno de la erosión y proporcionar un peso estabilizador al pie del talud. *Los muros de gaviones* son muros flexibles que consisten en rellenos de fragmentos rocosos o escollera, contenidos en una malla de acero, trabajan por gravedad y pueden ser construidos con escalonamiento hacia el interior o exterior del talud. Tienen la ventaja de permitir la circulación de agua procedente del talud. *Los muros de pantalla* son elementos de hormigón armado construidos in situ, en zanjas excavadas por debajo de la superficie del terreno, los cuales se pueden construir utilizando concreto proyectado o fundidas en el sitio. Se les coloca hileras de anclas a varios niveles. *Los muros de tierra armada*,

formados por un paramento exterior prefabricado de hormigón o chapas metálicas y un relleno de suelo, reforzado mediante bandas o tirantes de metal o de material sintético, que se anclan al paramento o al talud. *Los muros anclados* son muros reforzados con anclajes para mejorar la resistencia al vuelco y al deslizamiento de la estructura. Pueden clasificarse como: estructuras de gravedad, semi gravedad o pantallas. Los muros de gravedad o semigravedad son muros de concreto armado, a los cuales se les adicionan anclas pre-tensadas a varios niveles de altura. *Tablestacas* son estructuras delgadas enterradas, metálicas o de concreto armado, ancladas en su parte superior. Una variante del sistema son los pilotes tangentes/secantes. Los pasos en el diseño de muros para la estabilización de deslizamientos se presenta en tabla 4.24.

Tabla 4.24 Pasos a seguir en el diseño de muros de contención para estabilizar deslizamientos

Paso 1	**Determinar la viabilidad del uso de estructuras de contención** Analizar las restricciones de derecho de vía, materiales, equipo, estructuras existentes, aspectos ambientales, estética, sensitividad, movimientos de tierra, costos, etc.
Paso 2	**Información geotécnica del deslizamiento o el talud** Topografía, extensión lateral, perfil del suelo, niveles freáticos, parámetros para el análisis, superficie de falla, sismicidad, etc. Asegurarse de que la topografía del deslizamiento y la profundidad de la superficie de falla real o esperada, y las condiciones de nivel freático se conocen de forma clara y precisa.
Paso 3	**Evaluar el factor de seguridad del talud existente** Calcular el factor de seguridad utilizando un software de equilibrio límite. Realizar un cálculo de estabilidad de taludes convencional y ajustar las condiciones en tal forma que el modelo sea lo más cercano posible a la realidad. Se diseña para el factor de seguridad mínimo.
Paso 4	**Seleccionar el tipo de muro y su localización** El tipo de muro depende del espacio, los materiales disponibles, la magnitud requerida, la posibilidad o no de realizar excavaciones, el tiempo disponible. La localización del muro depende del objetivo específico y las características del deslizamiento.
Paso 5	**Redimensionar el muro y calcular el factor de seguridad del talud o falla global con el muro** A prueba y error con un software de estabilidad de taludes por equilibrio límite modificar las dimensiones y localización del muro para lograr el factor de seguridad deseado.
Paso 6	**Evaluar factores de seguridad a deslizamiento, volcamiento y capacidad de soporte** Calcular los factores de seguridad y modificar las dimensiones del muro hasta obtener los factores especificados. Si se modifica el muro se requiere comprobar el factor de seguridad a falla global del talud.
Paso 7	**Diseñar la estructura interna del muro y detalles especiales** Calcular refuerzos, subdrenajes, drenajes, elementos de fachada, etc.

Fuente: Suárez J., 2001. Control de Erosión en Zonas Tropicales. Capítulo 3. Página 147

El drenaje es un aspecto que debe ser considerado en la construcción de muros, ya que se puede producir la saturación del terreno en su trasdós, generando elevadas presiones intersticiales y empujes sobre la estructura.

- **Medidas de protección superficial**

Estas medidas están encaminadas a:

- Eliminar los problemas de caída de roca
- Aumentar la seguridad frente a roturas superficiales
- Evitar o reducir la erosión y la meteorización en el frente del talud
- Evitar la entrada de agua de escorrentía (geosintéticos y bioingeniería)

Las actuaciones más frecuentes consisten en:

- Instalación de mallas metálicas
- Concreto lanzado en taludes
- Construcción de muros de revestimiento a pie del talud
- Instalación de materiales geosintéticos
- Impermeabilización
- Siembra de especies que contribuyen a reforzar el terreno superficial en taludes excavados en suelos

Concreto lanzado en estabilización de taludes consiste en cubrir la superficie del talud, lanzando la mezcla neumáticamente a través de una manguera y una boquilla. Normalmente se lanza varias capas sobre el talud, con un espesor total de 5 a 8 cm. El concreto lanzado puede reforzarse mediante la fijación de una malla metálica al talud sobre la que se lanza la mezcla. Deberá considerarse la saturación de suelo por medio de drenajes.

Esta práctica debe cumplir con las normas aplicables a la calidad de los materiales:

Cemento: El cemento debe cumplir con la especificación ASTM C1157.
Agregados: Los agregados deben cumplir con la especificación ASTM C33 o ASTM C330-05 en caso se especifique concreto lanzado liviano por el comprador, excepto que la granulometría del total del agregado que constituye el concreto lanzado, debe ser de acuerdo con lo establecido en la tabla 4.25 para el número especificado de granulometría.

Agua: El agua de mezclado debe de cumplir con la especificación ASTM C1602/C1602M-06.

Aditivos: Materiales suplementarios de cemento y aditivos químicos deben cumplir con la especificación ASTM C1141/C1141M.

Tabla 4.25 Límites de granulometría para combinación de agregados para concreto lanzado

Porcentaje de masa que pasa en un tamiz individual		
Tamaño del tamiz[A]	Granulometría No. 1[B]	Granulometría No. 2[B]
12.5 mm (1⁄2 pulg)	-	100
9.5 mm (3⁄8 pulg)	100	90-100
4.75 mm (No. 4)	95-100	70-85
2.36 mm (No. 8)	80-98	50-70
1.18 mm (No. 16)	50-85	35-55
600 mm (No. 30)	25-60	20-35
300 mm (No. 50)	10-30	8-20
150 mm (No. 100)	2-10	2-10

[A] El tamaño de tamiz mostrado en paréntesis es únicamente como referencia; el único tamaño de tamiz estándar son los establecido en la especificación ASTM E-11.
[B] Los rangos mostrados en este Tabla son amplios de forma que puedan adaptarse a las condiciones de cada país. O bien, desarrollar una granulometría promedio para proyectos específicos.

Fuente: Comisión Guatemalteca de Normas (COGUANOR), 1962

Mortero lanzado, es un mortero o concreto que es lanzado a altas velocidades en forma neumática en una superficie, que puede ser concreto, roca, terreno natural, mampostería, madera, etc. La proyección a velocidades altas permite no solo la acción de colocar sino también compactar el concreto.

- **Medidas que podrían tomarse para reducir los peligros de caídas de rocas**

Los taludes excavados en macizos rocosos fracturados suelen presentar problemas de **desprendimientos de bloques** a favor de la red de discontinuidades Actualmente es utilizada la mecánica de rocas para determinar la estabilidad o posible inestabilidad de fragmentos rocosos. Cuando se trata de cantos rodados en la parte superior de la pendiente, los peligros de caída de rocas son obvios. Sin embargo, ocurren tipos de fallas en rocas que representan mayor peligrosidad y esto se debe cuando un bloque se libera repentinamente por deformaciones de la masa rocosa circundante. Esto puede ocurrir cuando las fuerzas que actúan a través de planos de discontinuidad, que aíslan un bloque de los adyacentes, cambian como resultado de presiones de agua en las discontinuidades o una reducción de la resistencia al corte de estos planos debido al intemperismo, ocasionando desprendimientos de bloques significativos o a gran escala.

Entre las actuaciones para la estabilización de los bloques rocosos inestables se encuentran:

- Instalación de bulones para fijación de los bloques de roca; cuando los bloques a estabilizar presentan grandes dimensiones, su fijación debe realizarse mediante anclajes.

- Instalación de cables y mallas para estabilizar zonas de talud que se encuentran muy fracturadas; consiste en la colocación de una malla metálica, a la que se le superpone una serie de cables formando una retícula, anclado a la roca en sus extremos y tensionado.
- Eliminación de bloques mediante voladura controlada, cemento expansivo, fragmentación mediante martillo picador, eliminación manual mediante palancas, etc. Deben eliminarse únicamente los bloques adecuados, en caso contrario el efecto puede ser perjudicial para la estabilización de otros bloques en contacto
- Un método para reducir el desprendimiento de caída de rocas es eliminar la excavación mediante voladura, las vibraciones desestabilizan los bloques con tendencia a caerse.
- Si se acepta que no es posible detectar o prevenir todos los desprendimientos de rocas, entonces se deben considerar como posibles medidas para reducir daños la construcción de bermas, zanjas, rellenos, construcción de vallas o cobertores de malla metálica. Hoek Rockscience, 2000.

Posiblemente el sistema de protección contra caída permanente de rocas, el sistema más eficaz en la mayoría de carreteras es la construcción de una zanja de captura en la punta de la pendiente. La base de esta zanja debería ser cubierta por una capa de grava para absorber la energía de las rocas que caen. Entre la carretera y la zanja debe construirse una barrera o malla resistente, la ubicación puede calcularse por medio de un análisis de caída de rocas. Debe considerarse que las rocas no impacten en la barrera, las rocas deben disolver la energía cinética en la grava de la zanja. Los criterios de diseño para trincheras de atrape de bloques de roca se muestran en la tabla 4.26.

Tabla 4.26 Criterios de diseño para trinchera de atrape de bloques de roca

Pendiente del talud	Altura del talud m.	Ancho de zanja m.	Profundidad de zanja m.
Casi vertical	5 a 10	3.7	1.0
	10 a 20	4.6	1.2
	> 20	6.1	1.2
0.25 H	5 a 10	3.7	1.0
0.3H:1V	10 a 20	4.6	1.2
	20 a 30	6.1	1.8
	>30	7.6	1.8
0.5H:1V	5 a 10	3.7	1.2
	10 a 20	4.6	1.8
	20 a 30	6.1	1.8
	>30	7.6	2.7
0.75H:1V	0 a 10	3.7	1.0
	10 a 20	4.6	1.2
	>20	4.6	1.8

Fuente: Ritchie, 1963

En términos de evaluación de peligros de caída de roca, una clasificación aceptada es el Sistema de Clasificación de Riesgo de caída de rocas (RHRS) desarrollado en la carretera estatal de Oregón, Pierson y otros 1990. Ver tabla 4.27. Hoek Rockscience, 2000

Tabla 4.27 Sistema de clasificación de riesgo de caída de rocas (RHRS)

Categoría			Criterios de calificación y puntuación			
Altura de pendiente			25 pies	50 pies	75 pies	100 pies
Efectividad en la zanja			Buena captación	Moderada captación	Limitada captación	No captación
Riesgo promedio del vehículo			25% del tiempo	50% del tiempo	75% del tiempo	100% del tiempo
Porcentaje de decisión de la distancia visible			Distancia visible adecuada, 100% por debajo del valor de diseño.	Distancia visible moderada, 80 % por debajo del valor de diseño	Distancia visible limitado, 60% por debajo de valor de diseño	Distancia de visión muy limitado, 40% por debajo de valor de diseño.
Ancho de carretera incluyendo pavimentación de hombros			44 pies	36 pies	28 pies	20 pies
Características geológicas	Caso 1	Condición estructural	Discontinuidad de juntas, orientación favorable	Discontinuidad de juntas, orientación aleatoria.	Discontinuidad de juntas, orientación adversa	Continuidad de juntas, orientación adversa
Características geológicas	Caso 1	Ángulo de Fricción	Rugoso, irregular	Ondulado	Planar	Relleno de arcilla
Características geológicas	Caso 2	Condición estructural	Características de erosión poco diferenciadas	Características ocasionales de erosión.	Muchas características de erosión	Características importantes de erosión.
Características geológicas	Caso 2	Diferencias en tasas de erosión	Pequeña diferencia	Moderada diferencia	Gran diferencia	Extrema diferencia
Tamaño del bloque			1 pie	2 pie	3 pie	4 pie
Cantidad de material deslizado			3 yardas cúbicas	6 yardas cúbicas	9 yardas cúbicas	12 yardas cúbicas
Clima y presencia de agua en el talud			Precipitación baja a moderada sin agua sobre el talud	Moderada precipitación, agua intermitente en el talud.	Precipitación alta, flujo de agua en el talud	Precipitación alta y flujos de agua continuos en el talud

Fuente: Elaboración propia en base al Capítulo 9 de Hoek Rockscience, 2000.

Altura de pendiente, representa la altura vertical de la pendiente, no la distancia de la pendiente. Las rocas en lo alto de las laderas tienen más energía potencial que las rocas en las laderas más bajas, por lo que representan un mayor peligro y reciben una

calificación más alta. La medición es al punto más alto de donde se espera una caída de rocas.

Efectividad en la zanja, la efectividad de una zanja se mide por su capacidad de evitar que la roca caída llegue a la carretera. Al estimar la eficacia de la zanja se deben calificar varios factores: 1) Altura y ángulo de la pendiente, 2) ancho, profundidad y forma de la zanja, 3) tamaños de bloques esperados y cantidad de caída, 4) impacto de las irregularidades de la pendiente (características de lanzamiento) de las rocas que caen. Es especialmente importante para el evaluador, evaluar el impacto de las irregularidades en la pendiente, porque una característica de lanzamiento puede anular los beneficios esperados en un área de caída. El evaluador primero debe considerar si la pendiente es natural o hecha por el hombre, luego dejará caer rocas hacia la carretera pavimentada. Basado en las características de lanzamiento determina que rocas son capturadas por la zanja y cuales pasan hacia la carretera. Los puntos de calificación se deben asignar de la siguiente manera:

3 puntos, **buena captura**. Todas o casi todas las rocas que caen son retenidas por la zanja de captura.
9 puntos, **captura moderada**. Las rocas caídas ocasionalmente alcanzan el camino.
27 puntos, **captación limitada**. Las rocas caídas con frecuencia alcanzan la calzada.
81 puntos, **sin captación**. Todas o casi todas las rocas que caen llegan a la carretera.

Riesgo promedio del vehículo (AVR)

Esta categoría mide el porcentaje de tiempo que un vehículo estará presente en la zona de peligro de caída de rocas. El porcentaje se obtiene mediante el uso de una fórmula (que se muestra a continuación) basada en la longitud de la pendiente, el tráfico diario promedio (ADT) y el límite de velocidad publicado en el sitio. Una calificación del 100% significa que, en promedio, se puede esperar que un automóvil esté dentro del peligro 100% del tiempo. Se debe tener cuidado para medir solo la longitud de una pendiente donde la caída de rocas es un problema. Las longitudes estimadas excesivas sesgarán fuertemente la fórmula y resultados. Cuando existan valores de ADT altos, valores superiores al 100%, cuando esto ocurre, significa que en un momento determinado hay más de un automóvil presente dentro de la sección medida. La fórmula utilizada es:

$$\frac{ADT\ (carros\ por\ hora) x\ longitud\ de\ la\ pendiente\ (millas)\ x\ 100\%}{Límite\ de\ velocidad\ publicado} = \mathrm{AVR}$$

Porcentaje de decisión de la distancia visible

La distancia visible (DSD) se usa para determinar la longitud de la carretera en pies donde el conductor debe tomar una decisión compleja o instantánea. El DSD es crítico

cuando obstáculos en el camino son difíciles de percibir o cuando hay que hacer maniobras inesperadas. La distancia de visión es la distancia más corta a lo largo de una carretera de donde un objeto de altura determinada es continuamente visible para el conductor, Tabla 95. A lo largo de una sección con desprendimiento de rocas la distancia de visibilidad puede cambiar apreciablemente. Curvas horizontales y verticales en carretera, afloramientos rocosos o vegetación en los bordes de la carretera puede obstaculizar al conductor para definir una roca en el camino. Para determinar dónde estos impactos son más severos, recorra el sector con desprendimientos de roca en ambas direcciones. Luego decida qué dirección de la carretera tiene la visión más corta. Las curvas horizontales y verticales deben ser evaluadas. Normalmente un objeto será más oscuro después de una curva. Coloque un objeto de 6 pulgadas en el borde de la carretera en el lugar de la curva y camina en dirección opuesta al flujo de tránsito para determinar a qué distancia es visible el objeto cuando la altura de la vista es 3.5 pies sobre la superficie de la carretera. Para medir estas distancias puede aplicarse la tabla 4.28. Las distancias representan el valor más bajo de diseño y se debe utilizar el límite de velocidad publicado en el tramo de carretera dañado.

Tabla 4.28 Distancias que representan el valor más bajo de diseño utilizando el límite de velocidad publicado en el tramo de carretera dañado.

Límite de velocidad publicado (mph)	Distancia visible (pies)
30	450
40	600
50	750
60	1,000
70	1,100

Fuente: Tomado del capítulo 9 de Hoek Rockscience, 2000

Estos valores se pueden cambiar en la fórmula siguiente para calcular el porcentaje de decisión de la distancia visible.

$$\frac{distancia\ real\ del\ sitio\ \ (\quad)x\ 100\%}{desición\ de\ la\ distancia\ visible} = \quad \%$$

Ancho de carretera

Esta dimensión se mide perpendicular a la línea central de la carretera de borde a borde del pavimento. Esta medida representa el espacio requerido para hacer una maniobra y evitar la caída de una roca. Cuando el ancho de la carretera no es consistente, éste debe ser el ancho mínimo.

Características geológicas

Las condiciones geológicas de la pendiente se evalúan tomando en cuenta esta categoría.

El caso 1, es para pendientes donde los contactos, los planos de estratificación u otra discontinuidad son las características estructurales dominantes en una pendiente con macizo rocoso. El caso 2, es para pendientes donde la erosión diferencial o pendientes excesivamente abruptas son la condición dominante de la caída de rocas. El profesional debe usar el caso que más se adapte al hacer la evaluación. Si ambos casos están presentes, ambos se evalúan, pero se toma el de mayor puntaje.

Caso 1

Si las estructuras buzan o inclinan en sentido de la carretera, debe considerar el ángulo de fricción de las rocas, el relleno de las juntas y la presencia de agua. Las condiciones adversas son aquellas que causan fallas por desprendimiento de bloques, bloques en cuña o derrumbes. A continuación, se refiere a las juntas mayores de 10 m de largo.

3 puntos, juntas discontinuas, orientación favorable, roca consolidada sin planos de juntas inclinadas a favor de la carretera, planos de estratificación con inclinación favorable a la carretera, etc.

9 puntos, juntas discontinuas, orientación aleatoria, las rocas del talud con juntas orientadas al azar creando un patrón tridimensional. Este tipo de patrón es posible que tenga algunos bloques dispersos, con juntas orientadas contrario al talud, pero no son favorables al talud.

27 puntos, uniones discontinuas, orientación adversa, talud exhiben un patrón de fractura miento prominente, planos de estratificación y otras discontinuidades con orientación adversa. Con longitud continua menores a 10 pies.

81 puntos, juntas continuas, orientación adversa, patrón dominante de juntas expuestas en talud, estratificación u otra discontinuidad adversa al talud y con una longitud mayor a 10 pies.

Angulo de fricción

Este parámetro afecta directamente a un bloque para moverse en relación a otro. En ángulo de fricción en juntas, estratificaciones u otra discontinuidad se define por macro y micro rugosidad de la superficie. La rugosidad macro es el grado de ondulación de las

juntas, la micro rugosidad es la textura de las juntas. En zonas donde las juntas se encuentran intemperizadas o degradas por alteración hidrotermal, juntas abiertas, con presencia de agua, el potencial de caída de rocas es mayor. Caracterizando las juntas y la orientación en relación al talud, puede determinar el ángulo de fricción.

3 puntos, las superficies de las juntas son ásperas e irregulares. Esta macro y micro rugosidad proporcionan un amarre óptimo.
9 puntos, superficie ondulada, rugosidad alta pero sin amarre óptimo.
27 puntos, estructuras planas, las superficies no contienen ondulaciones. La fricción es derivada estrictamente de la rugosidad de la superficie de la roca.
81 puntos, fracturas con relleno de arcilla, juntas separadas o abiertas, planos de juntas alteradas o intemperizadas, etc. Representan un bajo ángulo de fricción.

Caso 2

Condición estructural

Aplica a pendientes donde la erosión diferencial o sismicidad es la condición dominante de caída de rocas. Para que se produzca erosión se requiere de altas pendientes, rocas no soportadas o rocas resistentes que eventualmente pueden desprenderse. El desprendimiento de rocas es causada por ausencia de apoyo local o en toda la pendiente. Las pendientes comunes susceptibles a estas condiciones son: Estratos con rocas intemperizadas donde la erosión socava y la roca resistente se desprenden; taludes con materiales variables como conglomerados y flujos de lodo, etc. Donde el clima influye para debilitar la matriz y hace que los fragmentos rocosos por gravedad se desprendan.

3 puntos, pocas características de erosión diferencial distribuido a la largo del talud.
9 puntos, características de erosión ocasional distribuidas a lo largo de la pendiente.
27 puntos, muchas características de erosión diferencial a lo largo de la pendiente.
81 puntos, casos severos de erosión como voladizos peligrosos producidos por la erosión.

Diferencia en tasas de erosión

Está relacionado con el futuro potencial de caída de rocas. A medida que la erosión progresa, no hay soporte y las condiciones de pendiente se desarrollan. El impacto de la erosión física, procesos químicos, actividades humanas deberán ser consideradas. El grado de peligro que produce la erosión se relaciona al tamaño de los bloques que se desprenden, frecuencia de caída y cantidad de material deslizado.

3 puntos, la diferencia en la tasa de erosión es de tal manera que las características se aprecian a lo largo de muchos años.
9 puntos, la diferencia en la tasa de erosión es de tal manera que las características se aprecian a lo largo de algunos pocos años.
27 puntos, diferencia en la tasa de erosión es de tal manera que las características se aprecian anualmente.
81 puntos, diferencia en la tasa de erosión es de tal manera que las características se desarrollan rápidamente.

Tamaño de bloque o cantidad de rocas deslizadas por evento

Debe representarse el tipo de rocas más probables que ocurra en la caída. Si los bloques individuales son los más típicos que se caen, el tamaño de los bloques debe ser la referencia. Si una masa de bloques es la referencia, entonces, la cantidad de eventos debe tomarse o estimarse cuando no hay historial de mantenimiento. Muy útil para aplicar medidas correctivas.

Clima y presencia de agua en el talud

Los periodos de agua ayudan al intemperismo y a movimiento del material rocoso. Si se conoce que el agua fluye de manera continua o intermitente en el talud, se clasifica de la siguiente manera: las áreas que reciben menos de las 20 pulgadas al año se consideran de baja precipitación, las áreas que reciben más de 50 pulgadas por año se consideran de alta precipitación. El profesional responsable debe tener en cuenta que las áreas con precipitación o áreas donde el agua fluye libremente tiene una categoría de 27 puntos. 81 puntos está reservado para áreas con presencia de agua extrema.

4.4 Obras de drenaje y subdrenaje en taludes

Tiene como finalidad eliminar o disminuir el agua presente en el talud y, por tanto, las presiones intersticiales que actúan como factor desestabilizador en las superficies de rotura y grietas de tracción. Estas medidas son, generalmente, las más efectivas, ya que el agua es el principal agente que desencadena los problemas de inestabilidad de taludes, aumentando el peso de la masa inestable, elevando el nivel freático y las presiones intersticiales, creando empujes hidrostáticos, reblandeciendo el terreno, erosionando el pie del talud, etc.

Los drenajes pueden ser superficiales, drenajes profundos, drenes “californianos”, pozos verticales, pantallas drenantes o combinación de ellos.

4.4.1 Drenaje superficial

Este apartado ha sido tomado del "Manual de Obras de Protección en Taludes" Capitulo 2 este manual ha sido elaborado por el Proyecto GENSAI en conjunto con el Ministerio de Obras Públicas, Transporte y de Vivienda y Desarrollo Urbano de El Salvador con el apoyo de JICA, Japan International Cooperation Agency en 2018.

Clasificación de instalaciones de drenaje superficial

La clasificación de las instalaciones de drenaje superficial relevantes para los taludes de corte de carreteras es la siguiente, y como se muestra esquemáticamente en la figura 4.13.

a) Canal de drenaje de la parte superior del talud
b) Canal de drenaje de Berma o zanja de drenaje horizontal
c) Canal de drenaje lateral
d) Canales de drenaje longitudinales

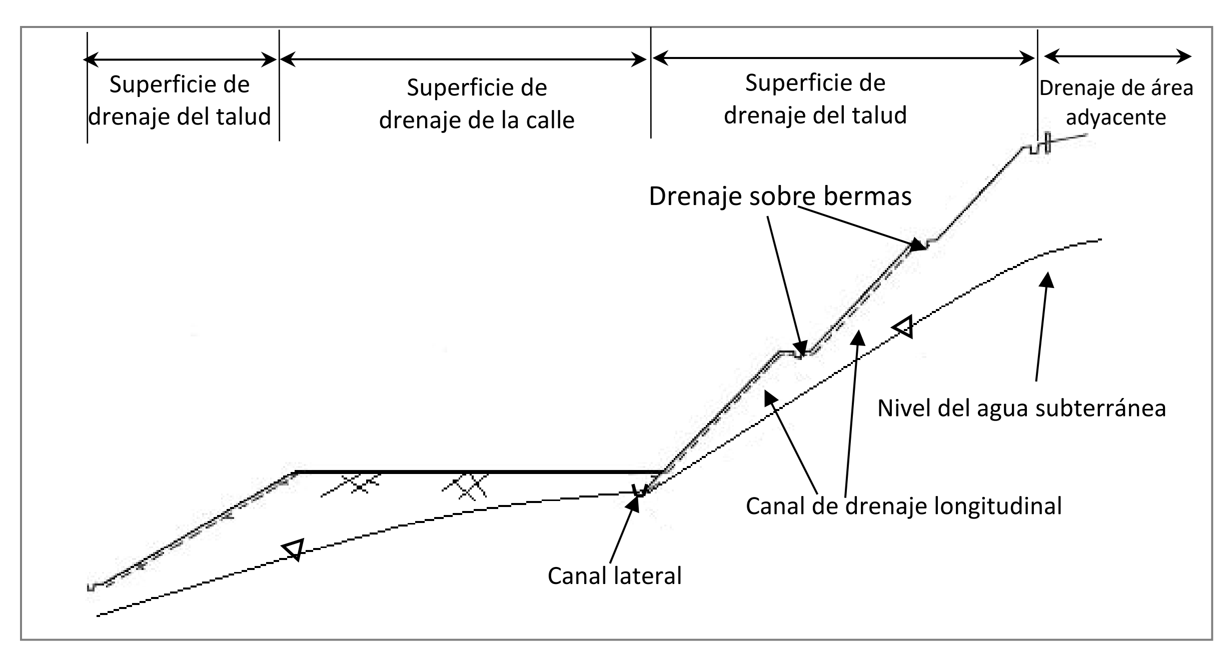


Figura 4. 13 Clasificación de Instalaciones de Drenaje Superficial, GENSAI, 2018

Cada instalación de drenaje se detalla a continuación:

a) Canal de drenaje en la parte superior del talud

Se instalarán canales de drenaje para la parte superior de la pendiente a lo largo de toda la parte de la corona del talud para evitar el flujo de escorrentía superficial de las

áreas adyacentes a la pendiente.

El tamaño de la zanja a lo largo de la parte superior de la pendiente se determinará en función de la cantidad de escorrentía debida a las precipitaciones. Las zanjas se construirán utilizando mezcla de suelo cemento, mampostería de piedras, etc. la figura 4.14 da una imagen estructural de una zanja de drenaje hecha con una mezcla de cemento para suelos, JICA, 2018.

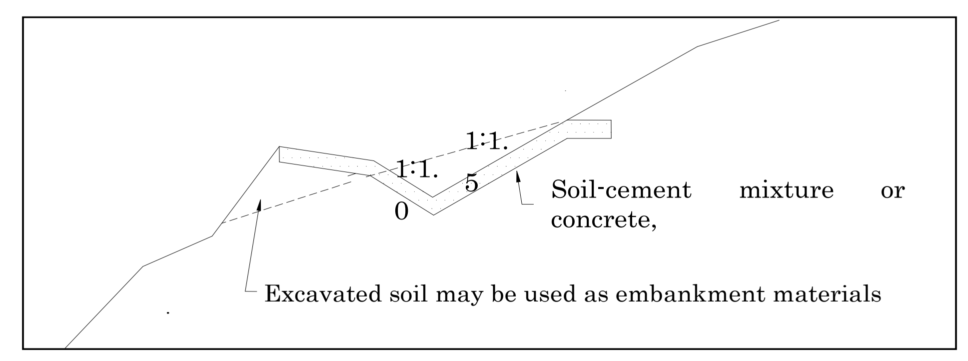


Figura 4. 14 Canal de drenaje con mezcla de cemento del suelo, GENSAI, 2018

Estos canales se instalarán cerca de la punta de la pendiente para evitar el flujo de agua en la parte posterior o laterales de la zanja.

b) Bermas o zanjas de drenaje horizontal

Los canales de drenaje horizontales o las zanjas de drenaje de las bermas deberán estar diseñados para evitar la erosión superficial de la pendiente causada por las lluvias o las aguas de manantial. Los canales de drenaje se construirán utilizando mezclas de cemento para suelos, cunetas en forma de U de concreto armado, cabeceo de piedra o serán de tipos no soportados. La figura 4.15, muestra la imagen estructural de una canal de drenaje horizontal o de berma.

Cuando se proporcionan drenajes de berma, la anchura de la berma debe ser superior a 1,5 m.

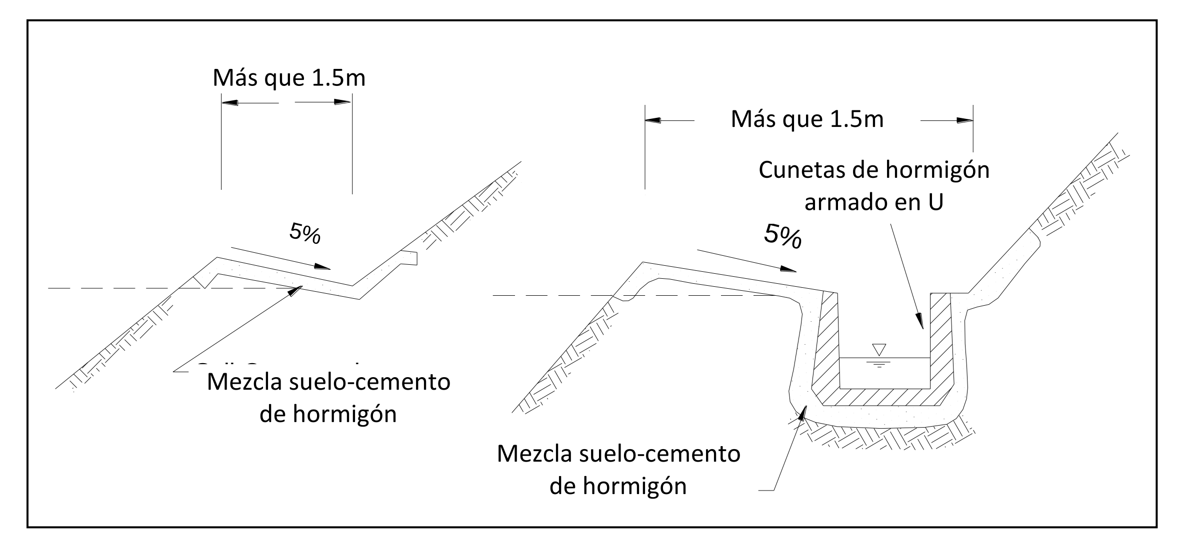


Figura 4. 15 Detalles de canal de drenaje de Berma, GENSAI, 2018.
Fuente: Elaboración propia en base a La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), 2009. Pautas para los cortes y movimientos de tierra en caminos y estabilidad de taludes. Código ISBN 978-4-89950-415-6

c) Canal de drenaje lateral

Los canales laterales de drenaje deberán estar diseñados para hacer frente a la cantidad máxima de escorrentía de la pendiente y sus adyacentes.
Los siguientes tipos de canales se utilizan generalmente:

a) Canal de grava - Se puede usar donde la descarga es menor y hay suficiente espacio disponible.
b) Canal de piedra o roca - El fondo del canal está protegido con piedra o rocas. Este tipo es adoptable cuando la velocidad del agua corriente es un poco más rápida.
c) Canal de mampostería de piedra - EL canal está cubierto de piedras de rio en uno o ambos lados, a veces incluso en el fondo. Este tipo es recomendable para las zonas montañosas.
d) Canal de concreto colado in situ - Especialmente donde la descarga es bastante grande y la velocidad del agua corriente es rápida, se recomienda un canal de concreto. Debido a su sección más grande, el canal de concreto fundido en el lugar suele usarse con cubierta.

d) Canal de drenaje longitudinal

Los canales de drenaje longitudinales deben estar diseñados para guiar el agua desde una zanja en la parte superior de una pendiente o berma hasta un canal adecuado al pie de la pendiente.

Los canales de drenaje longitudinales se construyen generalmente con canales en forma de U de concreto armado, tuberías de concreto armado, o son canales de piedra (tipo escalera). Un ejemplo se muestra en la figura 4.16.

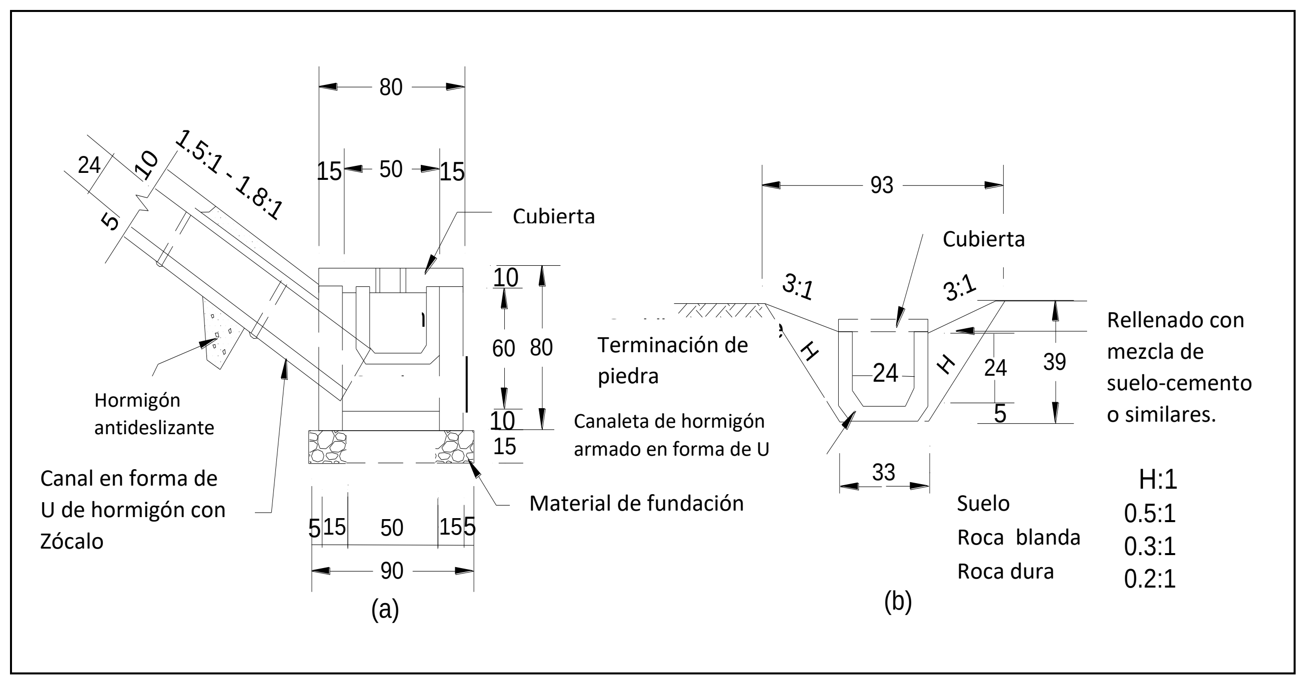


Figura 4. 16 Imagen estructural del canal de drenaje, JICA, 2018

En lugares donde la dirección del flujo cambia drásticamente o donde el canal de drenaje longitudinal se encuentra con otras vías fluviales, se debe instalar una cuenca de recolección con cubiertas y pozo de sedimento simple para reducir la energía del agua corriente. En principio, los canales de drenaje longitudinal se instalan bajo las siguientes condiciones figura 4.17;

a) Los taludes son más anchos que 100 metros; y
b) En la pendiente de valle, se prevé que el agua de lluvia fluya desde la cuesta superior.

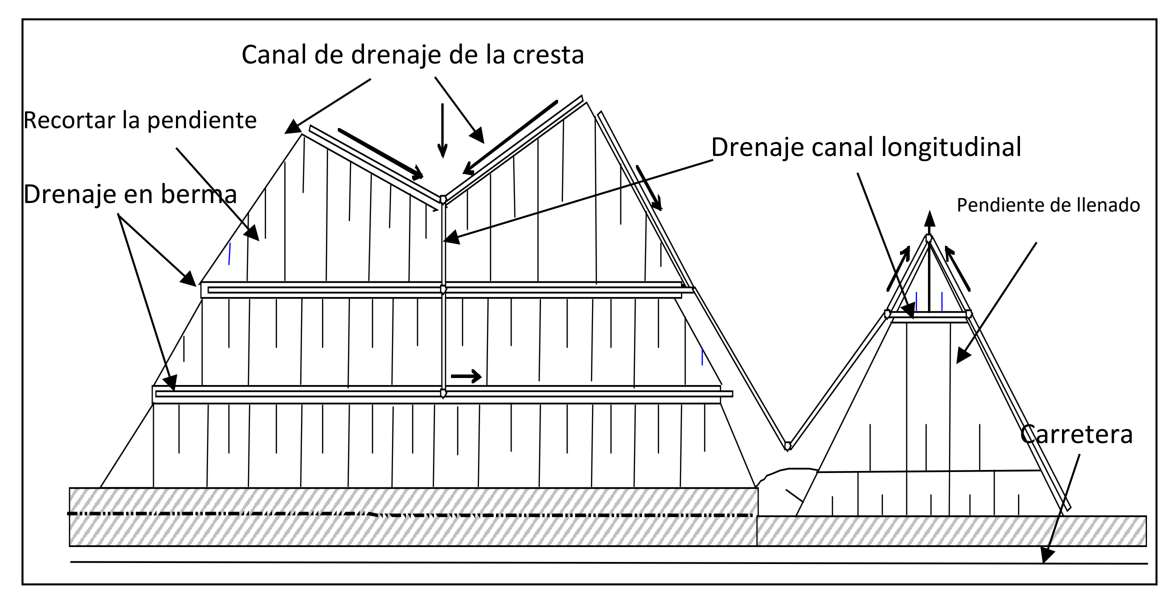


Figura 4. 17 Ejemplo de diseño de canal de drenaje, JICA, 2018

4.4.2 Drenaje subterráneo

Este apartado 4.4.2 hasta el subtema "Consideración de diseño" ha sido tomada del "Manual de Obras de Protección en Taludes" Capitulo 2 este manual ha sido elaborado por el Proyecto GENSAI en conjunto con el Ministerio de Obras Públicas, Transporte y de Vivienda y Desarrollo Urbano de El Salvador con el apoyo de JICA, Japan International Cooperation Agency en 2018.

El agua subterránea se divide generalmente en dos tipos, superficial y profunda. El agua subterránea poco profunda, de 0 a 5 metros por debajo de la superficie del suelo, se debe principalmente a las precipitaciones acumuladas a corto plazo. Las aguas subterráneas poco profundas con frecuencia causan un fallo superficial o el fallo al pie de un talud creando un deslizamiento a gran escala. En tales casos, las alcantarillas y los orificios horizontales de drenaje son eficaces.

El sistema de drenaje debe diseñarse en tal forma que se anticipe a capturar el agua antes de que afecte el muro. Adicionalmente a los subdrenes deben colocarse agujeros de drenaje para prevenir la presión hidrostática, los cuales son normalmente de diámetro de 2 a 6 pulgadas (debido a la dificultad de mantenimiento es recomendable utilizar un diámetro mayor de cuatro pulgadas) espaciados no más de 1.5 metros horizontalmente y 1.0 metro verticalmente, las columnas deben intercalarse. Los subdrenes deben colocarse desde una altura baja mínima de 30 centímetros por encima del nivel del pie del muro. Referencia: Manual para Diseño para Protección de Taludes. JICA, 2018.

Las perforaciones horizontales de drenaje se usan para drenar aguas subterráneas superficiales y profundas, para estabilizar el deslizamiento de tierra disminuyendo la presión de poro que es responsable de activar la superficie deslizante. Las obras son útiles como medida temporal para disminuir el progreso de un deslizamiento de tierra activo.

Análisis de estabilidad de la efectividad del drenaje subsuperficial

Las obras de perforaciones de drenaje horizontal son uno de los mejores métodos costo-efectivo de controlar un deslizamiento. La cantidad de reducción en la presión de agua de poro debe lograrse mediante la construcción de la perforación de drenaje horizontal, para satisfacer el factor de seguridad propuesto se obtiene usando la siguiente ecuación, y como se muestra esquemáticamente en la figura 4.18.

$$\Delta U = \frac{1}{\tan\phi}(PF_s \times \sum T - \sum (N-U)\tan\phi - C \times \sum L)$$

Donde,
⊿U(kN/m) = Reducción asumida en la presión del agua de poro.

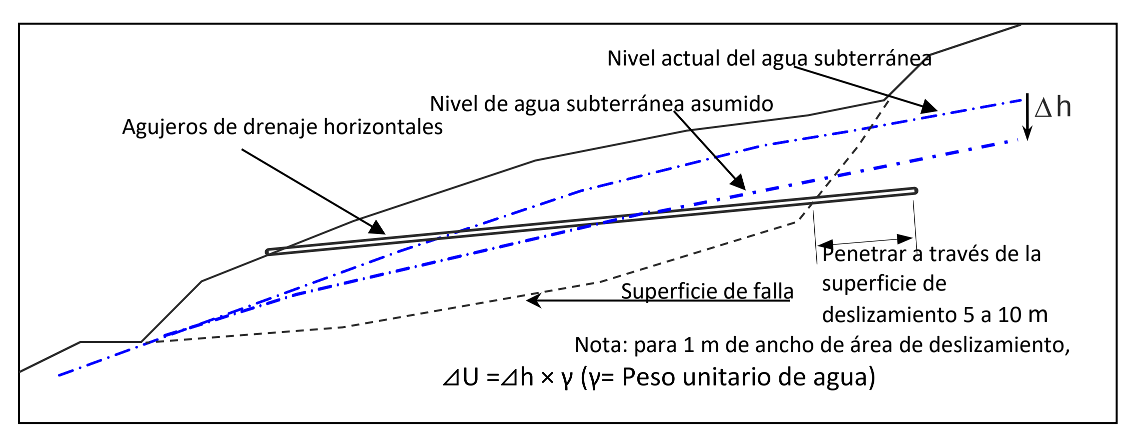


Figura 4. 18 Diagrama esquemático de la eficacia del drenaje horizontal, JICA, 2018

En el caso de un derrumbamiento de escala estándar con una profundidad de deslizamiento de 20 m, se puede esperar que la reducción del nivel del agua subterránea mediante la instalación del drenaje horizontal sea de 1 a 3 metros.

Consideración de diseño

Se construyen agujeros horizontales para el drenaje de aguas subterráneas poco profundas y profundas. Si la topografía impide el drenaje del agua subterránea en un

gradiente suave, se utilizarán pozos de drenaje o túneles con orificios de drenaje horizontales para lograr el drenaje, figura 4.19.

Al diseñar drenajes horizontales, se deben considerar cuidadosamente los siguientes puntos:

Se usan el drenaje horizontal para descargar el agua subterránea que fluye dentro de un deslizamiento de tierra y para descargar el agua subterránea que fluye desde el deslizamiento de tierra y, por lo tanto, el trabajo debe ser planeado para ubicar el paso del agua subterránea y así para tomar agua subterránea antes o justo después de la superficie de falla. Por lo general se tienden a colocarse le la parte superior de la pendiente del área de deslizamiento para mejor resultado.

El intervalo de los orificios de drenaje horizontal debe ser de 5 a 10 metros al final de la perforación.

Los agujeros horizontales de drenaje deben estar diseñados para atravesar el acuífero o penetrar a través de la superficie deslizante de 5 a 10 metros de profundidad.

Los agujeros de drenaje horizontales, generalmente son de 20 a 50 metros de longitud, deben excavarse en un gradiente de 5 a 10 grados hacia arriba con el fin de eliminar rápidamente el agua subterránea recogida.

Se utilizan tuberías de cloruro de polivinilo duro (PVC) o tuberías de gas con un diámetro interno de más de 40 mm como tuberías de revestimiento. Las partes de las tuberías de la carcasa que atraviesan el acuífero o toda la longitud de la tubería se perforan para recoger el agua subterránea. Las tuberías rígidas no deben usarse en un deslizamiento de tierra o área inestable debido a que una tubería rígida no se acomoda al movimiento de deslizamiento de tierra que está ocurriendo en un área sin separarse en las juntas.

El agua subterránea que se recoge por de drenaje horizontal debe ser removida del deslizamiento de tierra o áreas inestables usando canales de drenaje o alguna estructura similar. No permitir que el agua recogida se descargue de nuevo en el área del deslizamiento. De lo contrario, la erosión o aumento del nivel freático podría suceder de nuevo.

La protección de la salida de los agujeros horizontales de drenaje debe ser realizada con gaviones o concreto. Sin la protección de la salida, la erosión debido al agua recogida sería activa y causaría el colapso de la salida.

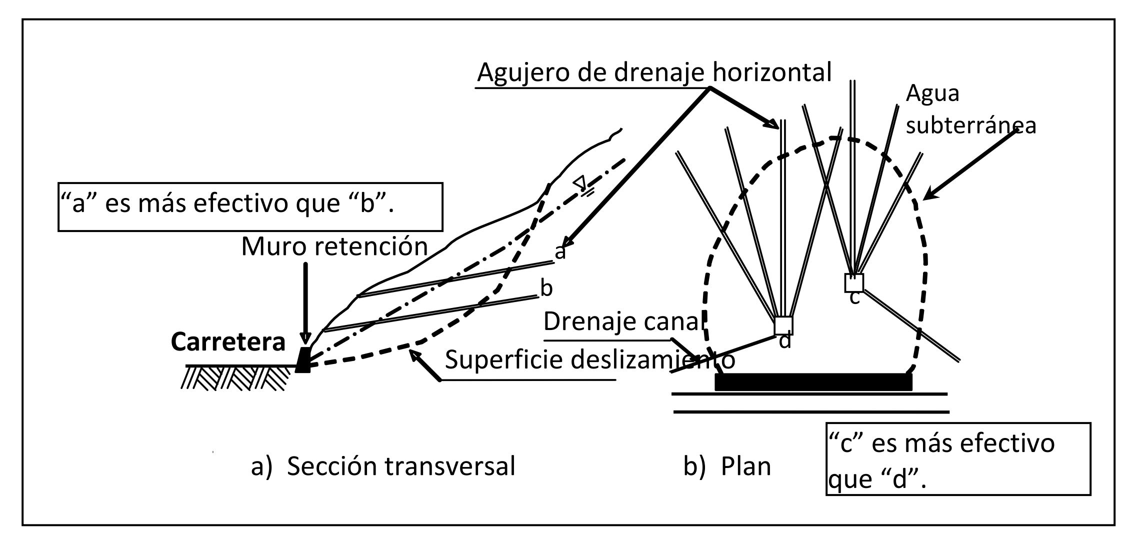


Figura 4. 19 Disposición efectiva de los orificios horizontales de drenaje, JICA, 2018

La tabla 4.29, presenta métodos para eliminación de agua en función de la granulometría del suelo/roca. Se puede deducir que el método de drenaje más eficaz es el de drenes horizontales.

Tabla 4.29 Presenta métodos para eliminación de agua en función de la granulometría del suelo/roca

Condiciones	Sistemas Wells Points	Pozos de succión	Pozos profundos	Sistemas con eyectores	Drenes horizontales
Suelo					
Arenas limosas y arcillosas	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno	Bueno
Gravas y arenas limpias	Bueno	Bueno	Bueno	Deficiente	Bueno
Suelos estratificados	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno	Bueno
Arcilla o roca en subrasante	Regular a bueno	Deficiente	Deficiente	Regular a bueno	Bueno
Hidrología					
Alta permeabilidad	Bueno	Bueno	Bueno	Deficiente	Bueno
Baja permeabilidad	Bueno	Deficiente	Deficiente a regular	Bueno	Bueno
Recarga próxima	Bueno	Deficiente	Deficiente	Regular a bueno	Bueno
Recarga lejana	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno	Bueno
Programa					
Necesidad de descenso rápido	Apto	Apto	Insatisfactorio	Apto	Apto
Descenso lento permisible	Apto	Apto	Apto	Apto	Apto
Excavación					

Condiciones	Sistemas Wells Points	Pozos de succión	Pozos profundos	Sistemas con eyectores	Drenes horizontales
Poco profunda (<6m)	Apto	Apto	Apto	Apto	Apto
Profunda (>6 m)	Requiere múltiples etapas	Requiere múltiples etapas	Apto	Apto	Equipo especial
Características					
Espaciado normal	1.5 a 3.0 m	6.0 a 12.0 m	15.0 m	3.0 a 6.0 m	
Rango de capacidad					
Por unidad	0.4 - 95 l/min	190 - 2270 l/min	0.4 - 11350 l/min	0.4 - 150 l/min	
Todo el sistema	Baja – 19000 l/min	7500 – 95000 l/min	Baja - 222500 l/min	Baja – 3800 l/min	Baja – 7500 l/min
Eficacia con diseño correcto	Buena	Buena	Regular	Deficiente	Buena

Fuente: Powers J.P 1992

Como guía general, el material de drenaje debe tener una permeabilidad al menos 100 veces mayor que la del suelo o roca a drenarse. Para garantizar su efectividad el material de filtro debe ser grueso y granular.

El espesor de las capas de drenaje es determinado por criterios de construcción más que por capacidad de drenaje. Se pueden utilizar drenes en geotextil o materiales compuestos, de acuerdo a los criterios de diseños de la mecánica de suelo.

Perforaciones de subdrenaje

El objetivo es bajar el nivel freático y disminuir las presiones de los poros sobre las superficies potenciales de falla. En macizos rocosos el sistema más utilizado de drenaje es el de perforaciones o subdrenes de penetración. Los subdrenes se diseñan por detrás de las superficies potenciales de falla. La dirección de las perforaciones depende esencialmente de la localización de las discontinuidades principales. El dren óptimo es el que intercepta la mayor cantidad de discontinuidades por metro longitudinal de subdren, Simons y otros, 2001.

La efectividad de los subdrenes depende del tamaño, permeabilidad y orientación de las discontinuidades. La efectividad debe evaluarse por la disminución de las presiones de poros y no por los caudales de agua recolectada. Los subdrenes generalmente se construyen con una pendiente de 5° con la horizontal.
Los espaciamientos típicos varían de 10 a 15 metros. Es común la instalación de baterías de drenaje en forma de abanico para minimizar los movimientos del equipo de perforación.

Los subdrenes deben limpiarse internamente para evitar que la presencia de lodo o arcilla disminuya su efectividad. Generalmente, en macizos rocosos, los subdrenes solo se revisten en la salida; sin embargo, en materiales erosionables puede requerirse la colocación de tubería perforada en toda la longitud del subdren.

Otros sistemas de subdrenaje de macizos rocosos incluyen las galerías o túneles filtrantes, los pozos de bombeo y los subdrenes de zanja.

4.5 Ejemplo de aplicación del RMR

Ejemplo tomado de un talud del cerro La Potra, en el proyecto hidroeléctrico Bajo Frío, República de Panamá. La investigación de campo en el estudio es amplia y caracterizan varias familias de fracturas, siendo el procedimiento similar para cada caso por lo que sólo se presenta los pasos seguidos para una familia de discontinuidad.

Descripción para una discontinuidad (S) en un talud, debe hacerse para cada una de las familias de juntas presentes y luego promediar los valores para establecer la calidad, en la Tabla 4.5 se encuentra la puntuación y valores de RMR.

Material aluvial meteorizado sobre roca de arenisca meteorizada.
Junta favorable de estratificación con un buzamiento de 22°, dirección de buzamiento de un azimut de 61°.
El relleno de las aberturas es calcita y óxidos de hierro.
El espesor de las aberturas es de 10 a 100 mm por lo que se clasifica como muy ancha.
Rugosidad ondulada con textura ligeramente rugosa (Clasificada con el peine de Barton).
Sin fricción de agua.
Espaciado promedio de las juntas 62 cm.
Continuidad moderada de 3 a 10 m.
Resistencia uniaxial de la matriz rocosa a compresión de 21Mpa (resistencia obtenida del esclerómetro) se clasifica como una roca blanda.

El índice RQD puede determinarse en los macizos rocosos por medio de correlaciones empíricas, Palmstrom, 1975, (en ISMR, 1981).

RQD = 115 – 3,3J_v para J_v >4,5
RQD = 100 para J_v ≤4,5
Donde $J_v = \Sigma \frac{\text{N°.de discontinuidades}}{\text{Longitud de medida}}$

Para este ejemplo, el J_v obtenido fue de 7, aplicando la corrección empírica de Palmstrom, el índice de Rock Quality Designation (RQD) es de 91.9%

RQD = 115 – 3.3J_v

RQD = 115 – (3.3 x 7) = 91.9 %

Donde J_v = es el número total de las discontinuidades por metro cúbico. (Palmstrom, 1975).

Tabla 4.30 Ejemplo de clasificación geomecánica RMR

Clasificación geomecánica RMR	Valor	Puntuación
Resistencia de la matriz rocosa (MPa)	21.00	2
Rock Quality Designation (RQD)	91.90	20
Separación entre diaclasas (m)	0.62	15
Longitud de la discontinuidad (m)	4.00	2
Abertura (mm)	25.00	0
Rugosidad	Ligeramente rugosa	3
Relleno	Relleno blando menor a 5 mm	2
Alteración	Muy alterado	1
Agua freática	Seco	15
Corrección por la orientación de las discontinuidades	Medias	-5
Puntuación total		55
RMR		III
Calidad		media



Fuente: Proyecto hidroeléctrico Bajo Frío, Panamá

Conclusión

Lo establecido en la clasificación geomecánica RMR del talud, sugiere que para su estabilización y protección es: **concreto lanzado.**



CAPÍTULO 5

MANTENIMIENTO Y CONTROL DE OBRAS EN TALUDES PARA CARRETERAS

CA-1. Los Chorros, Colón, La Libertad, El Salvador

El presente capítulo contiene información para el mantenimiento y control de taludes en obras viales. Se pretende que sea una herramienta aplicable por los ministerios de obras públicas de los países centroamericanos para darle seguimiento a taludes existentes o en cortes de relleno de cualquier orden de vías.

El objetivo principal es proporcionar criterios al profesional de campo en la delimitación de áreas de mantenimiento, control de deslizamientos activos y estabilización a través de las diferentes técnicas; después de las técnicas tradicionales descritas en el capítulo IV, se presentan tratamientos para restauración de taludes por erosión de suelos utilizando sistemas de cobertura (biotécnica) y, el control de erosión para estabilización de taludes a través de la bioingeniería. Se pone a la disposición, formularios de inspección visual para el control periódico de taludes.

Poder determinar los signos exteriores que presentan los distintos tipos de fallas, las partes estables que rodean el deslizamiento y las partes movedizas es determinante para establecer el control del movimiento.

SIECA en el "Manual Centroamericano de Normas Ambientales para el Diseño, Construcción y Mantenimiento de Carreteras" aborda en C.1.6 lo relacionado a taludes de la siguiente manera: "*Previo al inicio de las actividades de excavación se deberá verificar las recomendaciones establecidas en los diseños con relación a las obras que garantizarán la estabilidad de los taludes de corte y terraplén de la vía*".

Con lo establecido en el párrafo anterior, cabe mencionar la necesidad de decretar legalidades para cumplimiento de estudios geotécnicos posterior a los diseños y construcción de las obras con la finalidad de mantener control y mantenimiento de los taludes.

5.1 Delimitación del área de mantenimiento in situ

De forma concisa se presenta en la tabla 5.1 los signos exteriores más usuales en los distintos tipos de falla. Caracteriza las partes estables que rodean al deslizamiento en la iniciación de la zona fallada o corona, detrás de la zona de falla y en los flancos. También define los rasgos que presenta las partes movedizas en la cabeza, cuerpo y base del talud.

Tabla 5.1 Signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas

Tipo de movimiento	Caídos y derrumbes: Caídos de roca	Caídos de suelo	Deslizamiento: Circular	
Clases de material	Roca	Suelos	Suelo	Roca
Partes estables que rodean el deslizamiento.				
Corono o iniciación de la zona de falla	Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular, caracterizado por sistemas de juntas.	Grietas detrás de la línea de falla.	Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.
Talud principal (detrás de la zona fallada)	Normalmente casi vertical, irregular, liso, roca de aspecto fresco, Roca con juntas.	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado.	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y zanjas en la superficie, que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Como el de arriba
Flancos	En general, filos de roca limpios.	Con frecuencia casi verticales.	Las estrías de los flancos del escarpe tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón rodean al deslizamiento en las primeras etapas.	Como el de arriba
Partes que se han movido				
Cabeza	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpe.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpe.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se produce al pie del talud principal, encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntas cerro arriba.	Como el de arriba
Cuerpo	Superficie irregular con fragmentos de roca. Si es muy grande y si tiene árboles o material de colores contrastantes, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpe. Puede tener depresiones.	Irregular	La parte del suelo que se mueve se rompe y se disgrega. Grietas longitudinales, buzamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	Como el de arriba, pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.
Base	La base comúnmente enterrada. Si está visible presenta generalmente los rasgos de falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua.	Como el de arriba	Generalmente se desarrollan buzamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo.	Como el de arriba.
Pie	Si el caído es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.	Irregular	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados con el material del pie.	Poco o ningún flujo de tierra. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. Puede tener un frente abrupto.

Tipo de movimiento	Clases de material	Partes estables que rodean el deslizamiento.			Partes que se han movido			
Traslacional	Roca o suelo	Corona o iniciación de la zona fallada.	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
		La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta	Relativamente inalterada. No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno.
Deslizamiento de roca	Roca	Roca suelta, grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el esparcimiento de juntas o planos de estratificación. Superficie irregular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesta en derrames de rocas.	Irregular.	Muchos bloques de roca.	Superficie rugosa con muchos bloques. Algunos bloques pueden estar en su posición original, pero más baja si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
Flujo de material seco:	Roca	Igual que en las caídas de roca	Igual que en las caídas de roca	Igual que en las caídas de roca	No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobulares.	No hay base.	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.
Flujos de fragmentos de roca.								
Flujos de arena.	Suelo	No hay grietas	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo.	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona.	Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen de la parte vaciada de la cabeza.	No hay base.	No hay pie o éste es un amplio abanico poco perceptible.

Tipo de movimiento	Clases de material	Partes estables que rodean el deslizamiento.			Partes que se han movido			
		Corona o iniciación de la zona fallada.	Talud principal (detrás de la zona fallada)	Flancos	Cabeza	Cuerpo	Base	Pie
De material húmedo. Flujo de lodos	Suelo	Pocas grietas	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada.	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza	De húmedo a muy húmedo; puede tener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue la línea de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base o enterrada en los detritos.	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura.
Flujo de tierra	Suelo	Puede haber algunas grietas.	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados.	Consiste comúnmente en un bloque hundido.	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base	Extendido en lóbulos.
Flujo de arena o limo	Suelo	Pocas grietas.	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella.	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos.

Fuente: La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 1, Rico y del Castillo, 2010

5.2 Monitoreo de deslizamientos activos

Una vez identificada el área con evidencia de desplazamiento, será necesario el monitoreo del mismo. El monitoreo tiene distintos objetivos:

a) Cuantificar la progresión del movimiento, en velocidad y dirección
b) Caracterizar la superficie de falla
c) Determinar el nivel freático
d) Evaluar la efectividad de las obras de control una vez ejecutadas

Para ello es necesario hacer uso de ciertas herramientas y procedimientos que facilitan y optimizan esta tarea. Una correcta caracterización del deslizamiento permite una mejor selección y planificación de la obra de control a efectuar.

El monitoreo de deslizamientos activos puede también incluir la medición periódica de variables que podrían afectar la estabilidad de la masa deslizada, como la lluvia o registro de sismos en el lugar.

El monitoreo puede darse en tiempo real mediante el uso de equipo especializado automatizado, como estaciones telemétricas o radares terrestres para el monitoreo del desplazamiento; o mediante equipo tradicional especialmente configurado para tal fin. En este documento se profundiza sobre las opciones tradicionales.

Para la determinación del movimiento del deslizamiento se tiene:

Monitoreo topográfico:

El levantamiento de puntos de control se realiza cuando la dirección del movimiento del deslizamiento no es clara o cuando el movimiento es intenso.

Los puntos de control (pilas) se instalan dentro y fuera del área de deslizamiento asumida. Los movimientos se miden una vez a lo largo de varios días o semanas utilizando un equipo geodésico como el teodolito, fotografías aéreas de dron para fotogrametría o dispositivos GPS. La velocidad de movimiento se obtiene en función del cambio de posición a lo largo del tiempo. El levantamiento puede controlar la dirección y la velocidad del movimiento. En general, los puntos de control están dispuestos en línea recta para que sean ortogonales a la dirección horizontal supuesta de deslizamiento a intervalos de 5-10 m. Ambos extremos de la línea se extienden hasta el terreno estable supuesto, figura 5.1.

Este método permite la determinación del rango y la velocidad de movimiento para directo (D), componentes de dirección horizontal de dos rectángulos (X, Y) y vertical (Z).

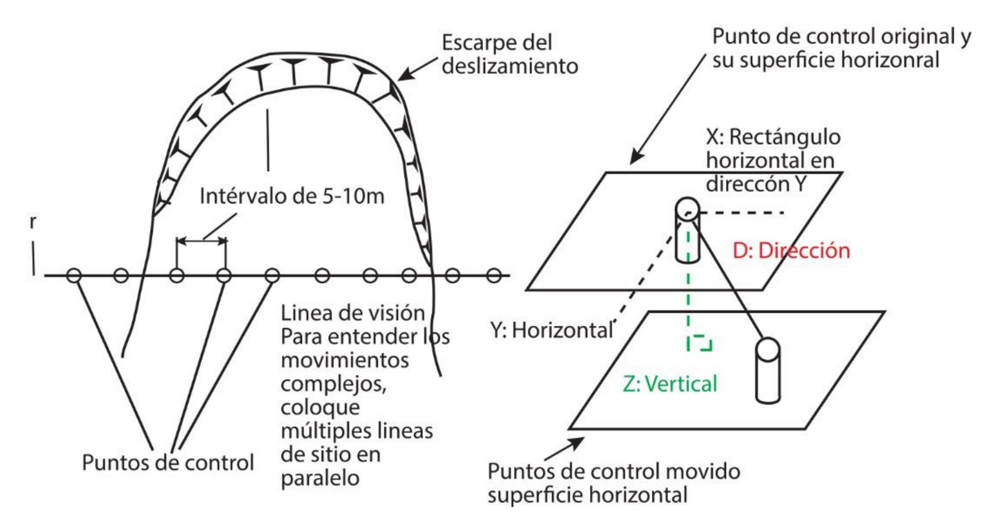


Figura 5. 1 Diseño de puntos de control para el monitoreo del movimiento de deslizamiento de tierra.
Fuente: Contribución proyecto GENSAI II

La periodicidad de la lectura de las distancias vendrá dada por la magnitud del desplazamiento encontrada, pudiendo ser diaria, semanal o quincenal, figura 5.2.

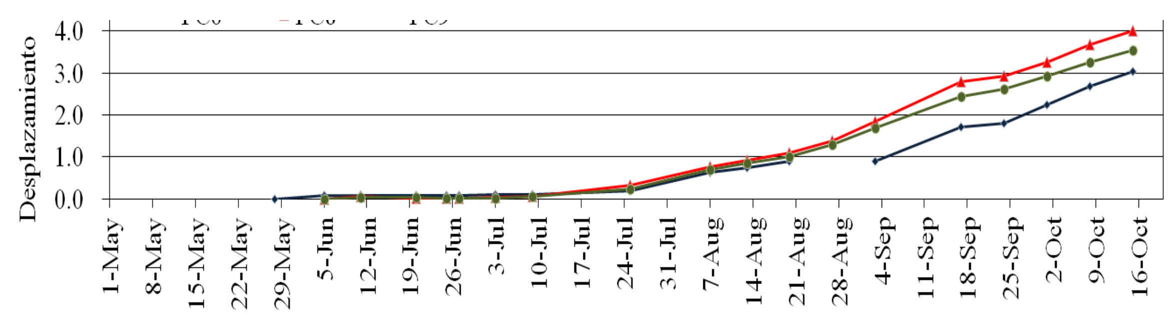


Figura 5.2 Desplazamiento de dirección de puntos de control en km 18.5
Fuente: DACGER 2012

Medición permanente entre dos puntos mediante extensómetro:

Un extensómetro es un medidor que se instala en lados opuestos de grietas o dislocaciones para medir el movimiento relativo entre ambos lados mediante la medición de la tensión acu mulada en un cable que une dichos puntos, generalmente de invar, aleación metálica de bajo coeficiente de expansión térmica, figura 5.3.

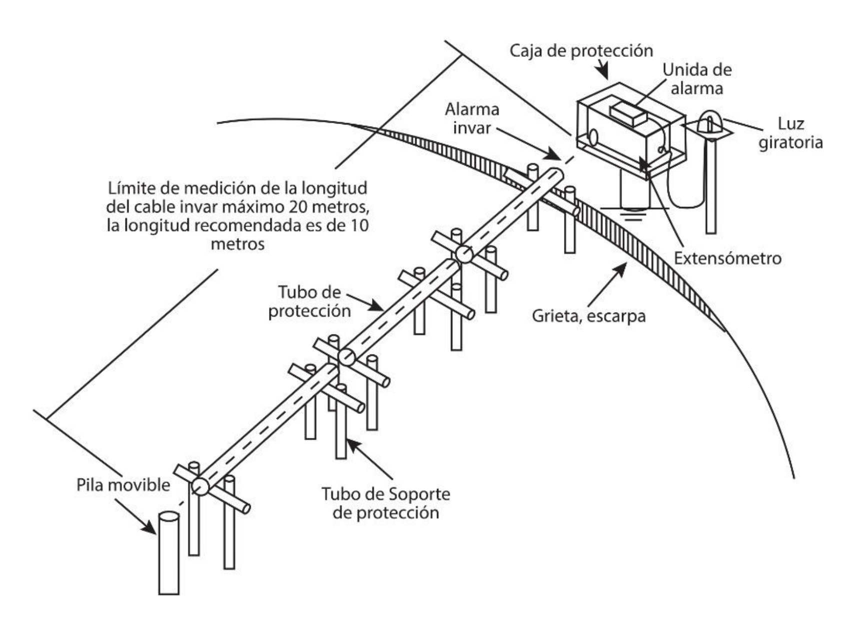


Figura 5.3 Esquema de extensómetro
Fuente: Proyecto GENSAI/ DACGER, 2018

Los resultados de las mediciones del extensómetro se expresan como datos acumulativos como se muestra en la figura 5.4. Los datos de lluvia deben compararse con los resultados, ya que el movimiento de deslizamientos podría estar relacionado con el comportamiento de la lluvia. Deben mostrarse juntos para evaluar las características del deslizamiento.

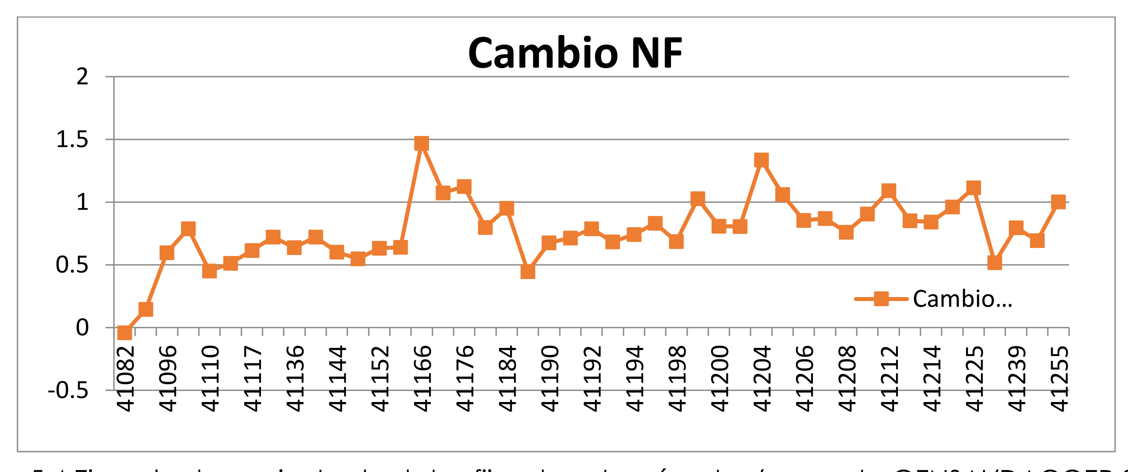


Figura 5.4 Ejemplo de conjunto de datos fijos de extensómetro (proyecto GENSAI/DACGER 2018)

El método de monitoreo para la placa de detección de deformación simple se muestra en la figura 5.5 y figura 5.6.



Figura 5.5 Un ejemplo de placa de detección de deformación simple con extensómetro artesanal (DACGER 2012)

Mida la distancia de los clavos tan pronto como la placa haya sido instalada. Luego se mide la distancia de los clavos. Se utiliza una cinta métrica o una regla. El punto de medición está fuera del clavo para determinar los puntos específicos. Mide la distancia directa (D). Mide el componente horizontal a lo largo del lado largo de la placa en la parte superior (X), el componente horizontal ortogonal al lado largo de la placa en la parte superior (Y) y el componente vertical (Z). Una forma sencilla es instalar las pilas en ambos lados de la grieta y clavar un clavo sobre ambas pilas. La distancia de los clavos se mide después de la instalación.

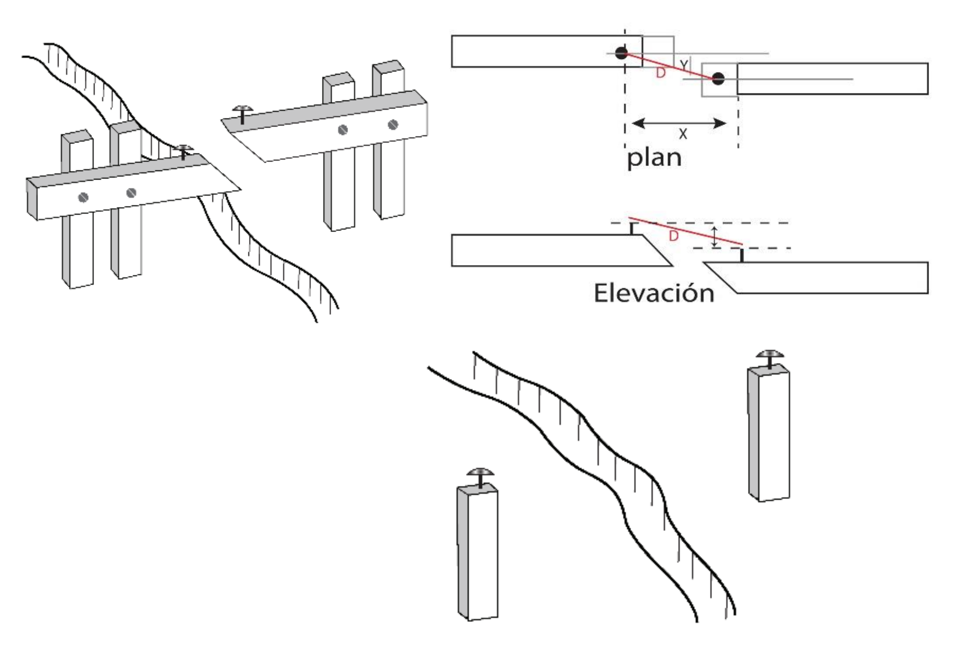


Figura 5.6 Procedimiento de monitoreo de la placa de detección de deformación simple a través de extensómetro artesanal (Proyecto GENSAI/ DACGER, 2018)

Para la caracterización de la superficie de falla:

Tubería equipada con galgas extensométricas

Este procedimiento consiste en embeber un tubo de PVC instrumentalizado con galgas extensométricas en la superficie deslizada a una profundidad suficiente para interceptar la superficie de falla prevista. Una vez instalada se efectúa la medición periódica de las deformaciones de las galgas, figura 5.7. La interpretación de los datos de deformación podrá determinar la ubicación de la superficie de falla en cuanto a profundidad; para determinar de mejor manera la superficie de falla es necesaria la colocación de al menos dos tubos, en dos perforaciones independientes.

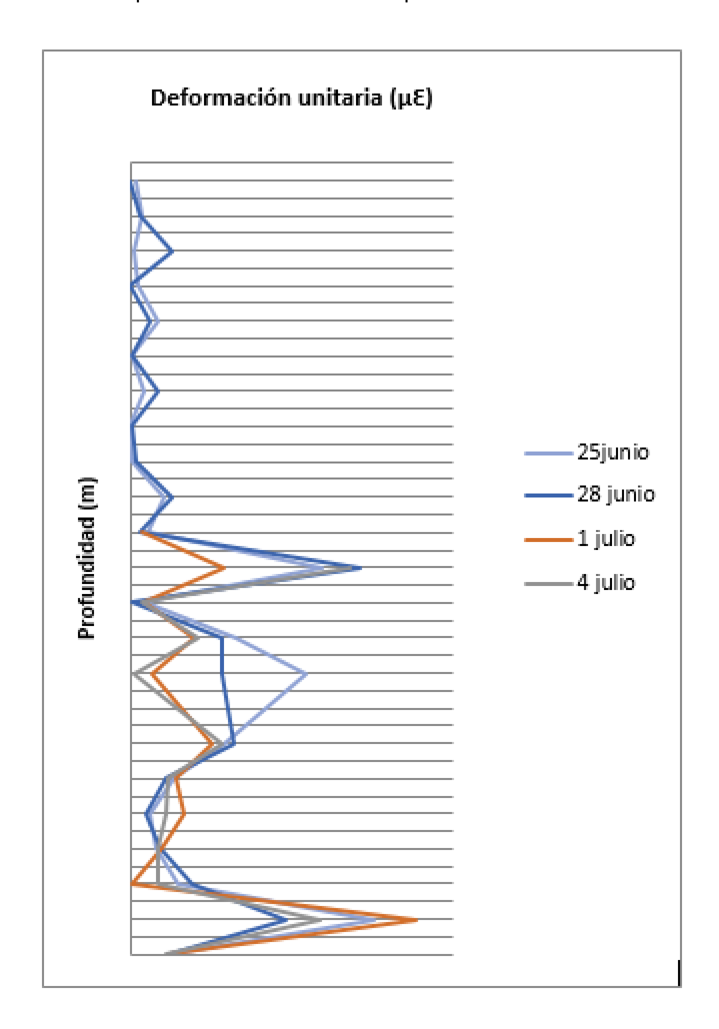


Figura 5.7 Deformaciones en S1 (DACGER 2012)

Para la instrumentalización del tubo de PVC es necesaria la colocación de las galgas en extremos transversales opuestos, a una distancia longitudinal constante (no mayor a un metro). La medición de la deformación del tubo vendrá dada por el diferencial de resistencia eléctrica entre un extremo que se contrae y el opuesto que se extiende, figura 5.8 y 5.9. En la Figura 5.10 se muestra un ejemplo de la carcasa del inclinómetro de pozo.

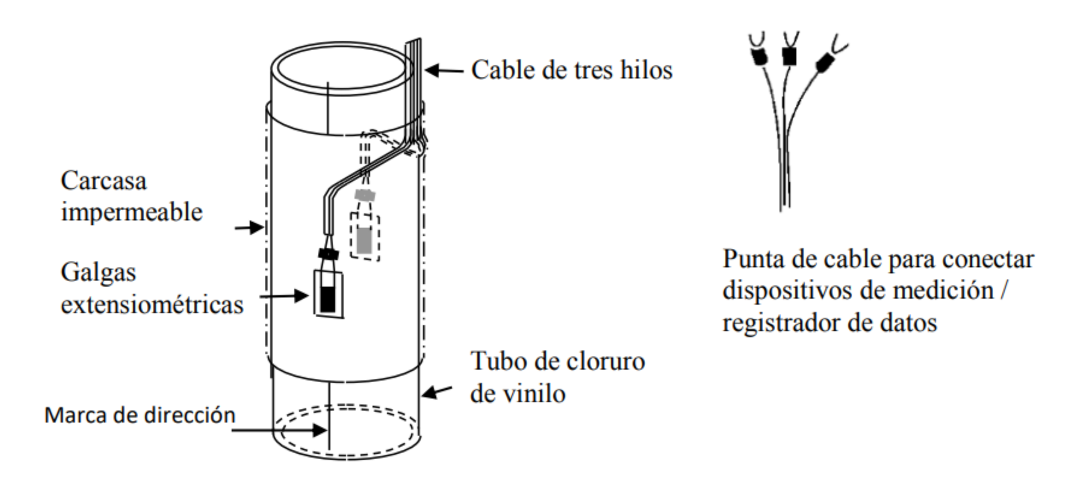


Figura 5.8 Tubería con galgas extensiométricas (Proyecto GENSAI/ DACGER, 2018).
Fuente: Elaboración propia en base a: La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), Modificado de Japan Landslide Society, Conferencia Nacional de Landslide Control 2002, Landslide en Japón.

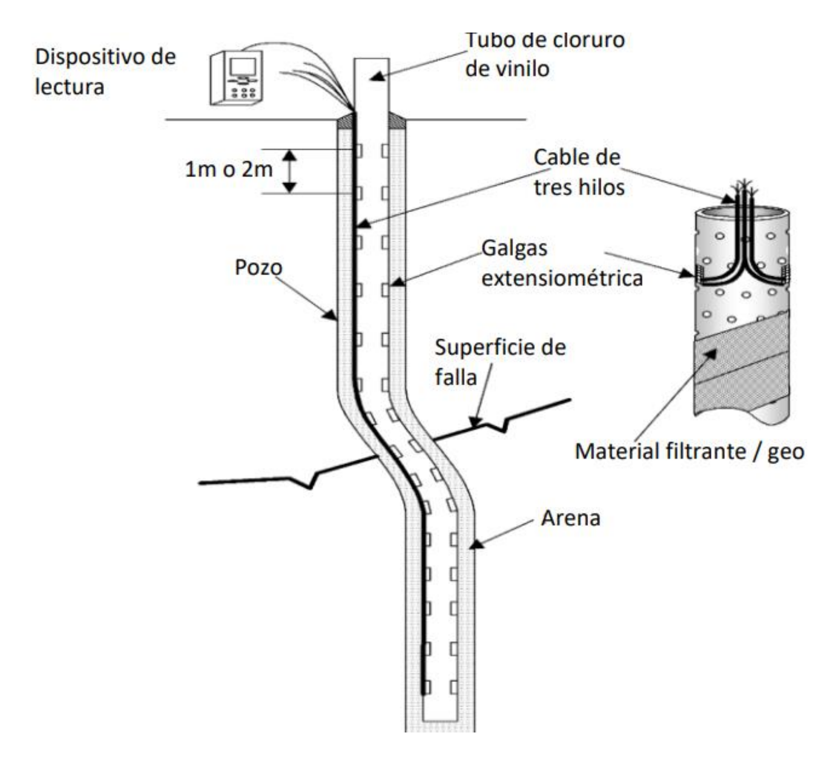


Figura 5. 9 Instalación del medidor de tubería con galgas extensiométricas con monitoreo del nivel de agua subterránea (Proyecto GENSAI/ DACGER,2018)

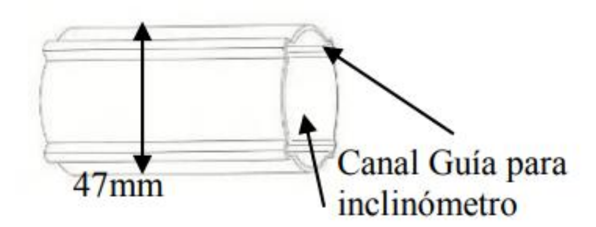


Figura 5.10 Un ejemplo del tubo guía para el inclinómetro del pozo (Proyecto GENSAI/ DACGER,2018)

El monitoreo se realiza insertando una sonda en el pozo como se muestra en la Figura 5.11.

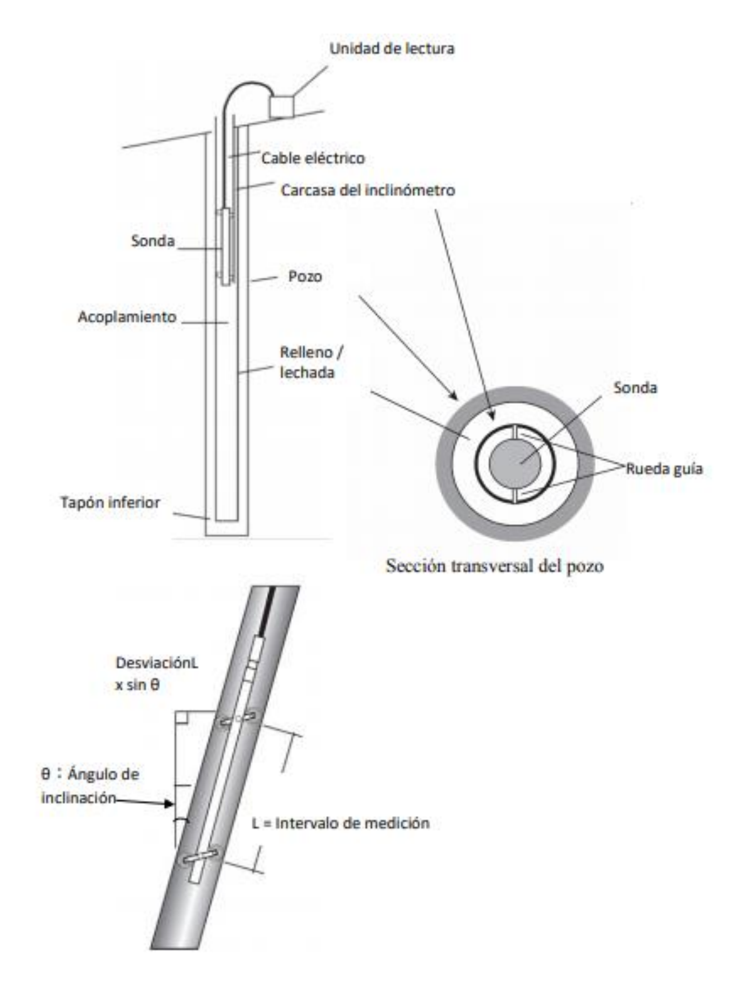


Figura 5.11 Monitoreo del Inclinómetro de Pozo (Proyecto GENSAI/ DACGER, 2018)

Los datos de los inclinómetros de pozo deben procesarse como se muestra en la figura 5.12. El punto con la mayor cantidad de cambio de gradiente se estima como la superficie de falla del deslizamiento. Los datos de lluvia deben compararse con los resultados, ya que el movimiento del deslizamiento de tierra podría estar relacionado con el comportamiento de la lluvia.

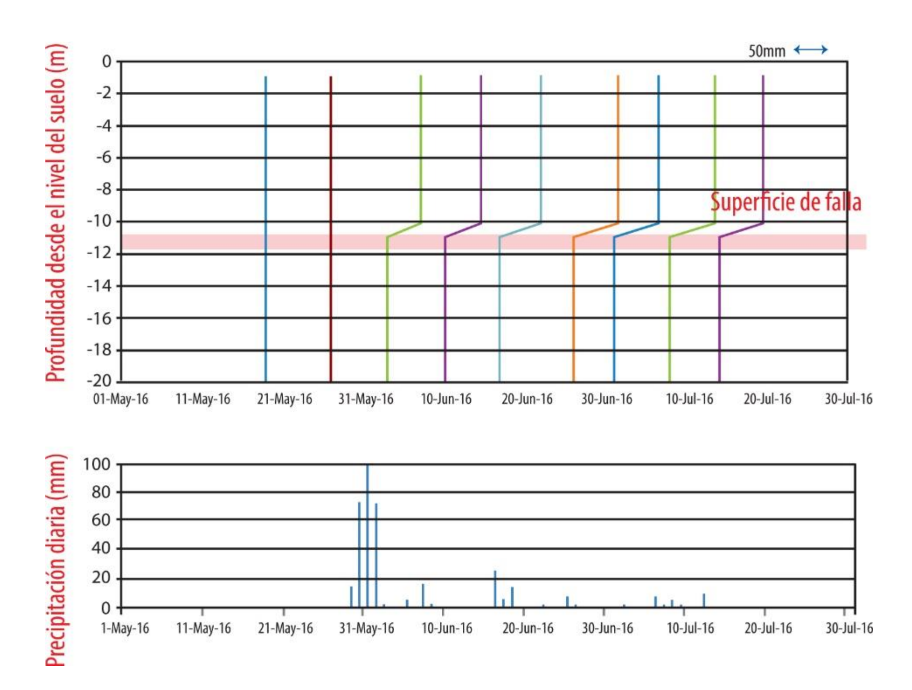


Figura 5.12 Ejemplo de Monitoreo del Inclinómetro de Pozo
Fuente: Contribución Proyecto GENSAI/ DACGER, 2018

Determinación del nivel freático

Medición directa

La medición directa consiste en introducir en una perforación de diámetro adecuado un instrumento de medición aforado que permita marcar la distancia a la cual se ubica el nivel freático desde la superficie.

Medición automatizada

La medición automatizada se logra mediante la instalación permanente de un sensor en el fondo de una perforación vertical. Este tipo de sensores registra la diferencia de altura desde el fondo (donde este se ubica) hasta la superficie del agua. Para interpretar la profundidad del nivel freático es necesario conocer de antemano la profundidad del sensor. Estos sensores cuentan con un equipo registrador por lo cual presentan una medición continua en el tiempo y es el mejor método cuando se quiere determinar el comportamiento del nivel freático local ante eventos de lluvia.

5.3 Control de deslizamientos activos

En ocasiones es necesaria la combinación de métodos para mantener en equilibrio de las masas deslizantes, Jaime Suárez presenta cuatro métodos para el control de masas en movimiento: bermas, trincheras, estructuras de retención y cubiertas de protección,

tabla 5.2; cada una con sus ventajas y desventajas. Además, clasifica en cinco categorías los sistemas de estabilización: 1) conformación del talud o ladera que tiende a lograr el equilibrio en masas, tabla 5.3; 2) recubrimiento de la superficie, tabla 5.4; 3) control de agua superficial y subterránea, tabla 5.5; 4) Estructuras de contención, tabla 5.6 y 5) Mejoramiento del suelo, tabla 5.7.

Rico y del Castillo consideran que para mantener el control de los movimientos hay que conocer los agentes actores que proporcionan los deslizamientos, los procesos y medio por el cual actúan en otros, tabla 5.8. Pero en casos de una mala práctica de planificación y no prever la ocurrencia de estos movimientos. Schuster y Kockelman proporcionan algunas prácticas de ingeniería para solucionar los movimientos, catalogándolos en cuatro categorías, ver tabla 5.9.

Tabla 5.2 Estructuras de control en movimientos en masa

Métodos	Ventajas	Desventajas
Bermas	Generalmente son económicas, rápidas de construir.	Se requiere un espacio grande a mitad del talud.
Trinchera	Sirven al mismo tiempo para controlar las aguas lluvias.	Los cantos fácilmente pasan por encima.
Estructura de retención	Retienen la masa en movimiento.	Se pueden requerir estructuras algo costosas.
Cubiertas de protección	Son uno de los métodos más efectivos para disminuir el riesgo en carreteras.	Son muy costosos.

Fuente: deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez 1998

El detalle de los sistemas de estabilización, utilizando la clasificación de Jaime Suárez, se presenta a continuación:

1) Conformación del talud o ladera

Este sistema que tiende a lograr un equilibrio de masas, reduciendo las fuerzas que producen movimiento, tabla 5.3.

Tabla 5.3 Sistemas que tienden a lograr un equilibrio de masas

Métodos	Ventajas	Desventajas
Remoción de materiales en la cabeza del talud.	Muy efectivo en la estabilización de deslizamientos rotacionales.	En movimientos muy grandes las masas a remover tendrían una gran magnitud.
Abatimiento de la pendiente.	Efectivo especialmente en suelos friccionantes.	No es viable económicamente en talud de gran altura.
Terraceo de la superficie.	Además de la estabilidad al deslizamiento, permite construir obras para controlar la erosión	Cada terraza debe ser estable independientemente.

Fuente: deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez 1998

2) Recubrimiento de la superficie

Son los métodos que tratan de impedir la infiltración o la ocurrencia de fenómenos superficiales de erosión, o que refuerzan el suelo más superficial.El recubrimiento puede consistir en elementos impermeabilizantes como el concreto o elementos que refuercen la estructura superficial del suelo como la cobertura vegetal.

Tabla 5.4 Métodos que tratan de impedir la infiltración o erosión

Métodos	Ventajas	Desventajas
Recubrimiento de la superficie del talud.	El recubrimiento ayuda a controlar la erosión.	Se debe garantizar la estabilidad del recubrimiento.
Conformación de la superficie.	Puede mejorar las condiciones del drenaje superficial y facilitar el control de la erosión.	Su efecto directo sobre la estabilidad es generalmente, limitado.
Sellado de grietas superficiales.	Disminuye la infiltración de agua.	Las grietas pueden abrirse nuevamente y requiere mantenimiento por periodos importantes de tiempo.
Sellado de juntas y discontinuidades	Disminuye la infiltración de agua y presiones de poros en las discontinuidades.	Puede existir una gran cantidad de discontinuidades que se requiere sellar.
Cobertura vegetal: árboles, arbustos y pastos.	Representan una alternativa ambientalmente excelente.	Puede requerir mantenimiento para su establecimiento.

Fuente: deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez 1998

3) Control de agua superficial y subterránea.

Sistemas tendientes a controlar el agua y sus efectos, disminuyendo fuerzas que producen movimientos o aumentando las fuerzas resistentes.

Tabla 5.5 Sistemas tendientes a controlar el agua y sus efectos

Métodos	Ventajas	Desventajas
Canales superficiales para control de escorrentía.	Se recomienda construirlos con obras complementarias en la mayoría de los casos. Generalmente las zanjas se construyen arriba de la corona del talud.	Se debe construir estructuras para la entrega de las aguas y disipación de energía.
Subdrenes de zanja.	Muy efectivo para estabilizar deslizamientos poco profundos en suelos saturados superficialmente.	Poco efectivo para estabilizar deslizamientos profundos o deslizamientos con nivel freático profundo.
Subdrenes horizontales de penetración.	Muy efectivos para interceptar y controlar aguas subterráneas relativamente profundas.	Se requieren equipos especiales de perforación y su costo puede ser alto.
Galerías o túneles de subdrenajes	Efectivos para estabilizar deslizamientos profundos en formaciones con permeabilidad significativos y aguas subterráneas.	Muy costosos.
Pozos profundos de subdrenajes.	Útiles en deslizamientos profundos en formaciones con aguas subterráneas.	Su uso es limitado debido a la necesidad de operación y mantenimiento permanente.

Fuente: deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez 1998

4) Estructuras de contención

Son los métodos en los cuales se van a colocar fuerzas externas al movimiento aumentado las fuerzas resistentes, sin disminuir las actuantes.

Las estructuras de contención son obras generalmente masivas, en las cuales el peso de la estructura es un factor importante y es común colocar estructuras ancladas en las cuales la fuerza se transmite al deslizamiento por medio de un cable o varilla de acero.

Tabla 5.6 Estructuras de contención

Métodos	Ventajas	Desventajas
Relleno o berma de roca o suelo en la base del deslizamiento.	Efectivo en deslizamientos no muy grandes, especialmente en los rotacionales actuando como contrapeso.	Se requiere una cimentación competente para colocar el relleno.
Muros de contención convencionales de tierra armada.	Útiles para estabilizar masas relativamente pequeñas.	Se requiere una buena calidad de cimentación. Son poco efectivos en muros de gran altura.
Pilotes.	Son efectivos en deslizamientos poco profundos, en los cuales existe suelo debajo de la superficie de falla que sea competente para permitir el hincado y soporte de los pilotes.	No son efectivos en deslizamientos profundos o cuando aparece roca o suelo muy duro debajo de la superficie de la falla.
Anclajes o pernos.	Efectivos en roca, especialmente cuando es estratificada.	Se requiere equipos especiales y son usualmente costosos.
Pantallas ancladas.	Útiles como estructuras de contención de masas de tamaño pequeño a mediano.	Existen algunas incertidumbres sobre su efectividad en algunos casos, especialmente cuando hay agua subterránea.

Fuente: deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez 1998

5) Mejoramiento del suelo

Estos procesos buscan aumentar la consolidación y reducir posibles asentamientos. Suárez lo describe como los métodos que aumentan la resistencia del suelo, incluyendo procesos físicos y químicos, que aumentan la cohesión o la fricción de la mezcla suelo-producto estabilizante o del suelo modificado. Suárez 1998.

Tabla 5. 7 Mejoramiento del suelo

Métodos	Ventajas	Desventajas
Inyección o usos de químicos	Endurece el suelo y puede cementar la superficie de falla.	La disminución de permeabilidad puede ser un efecto negativo.
Explosivos	Fragmenta la superficie de falla	Su efecto es limitado y puede tener efectos negativos.
Magmaficación	Convierte el suelo en roca usando rayos especiales y desarrollados por industria especial.	Su utilización en la actualidad es únicamente para uso experimental.
Congelación	Endurece el suelo al congelarlo	Efectos no permanentes.
Electro-osmosis	Reducen el contenido del agua	Utilización para estabilización no permanente.

Fuente: Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales, Jaime Suárez 1998

Los agentes actores que proporcionan los deslizamientos, los procesos y medio por el cual actúan en otros, tabla 5.8.

Tabla 5.8 Actores que producen los movimientos en masa

Agente	Proceso que pone al agente en acción.	Medio por el cual actúa el agente.	Materiales más sensibles a la acción del agente.	Naturaleza física de la acción del agente.	Efectos sobre la estabilidad
Erosión y transporte	Procesos constructivos o erosiones	1. Aumenta la altura o inclinación del talud.	Todos los materiales	Cambios en el estado de esfuerzos	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Arcillas rígidas o fisuradas. Lutitas.	Cambios en el estado de esfuerzos y abertura de fisuras.	Aumento de los esfuerzos cortantes. Se reduce las presiones capilares.
Esfuerzos tectónicos	Movimientos tectónicos.	2. Deformaciones grandes de la corteza terrestre.	Todos los materiales.	Aumenta el ángulo del talud.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos	Temblores o explotación con explosivos.	3. Vibraciones de alta frecuencia.	Todos los materiales	Cambios de esfuerzos transitorios	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Loess, arenas ligeramente cementadas y gravas.	Alteración de los nexos interparticulares.	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes.

Agente	Proceso que pone al agente en acción.	Medio por el cual actúa el agente.	Materiales más sensibles a la acción del agente.	Naturaleza física de la acción del agente.	Efectos sobre la estabilidad
			Arena fina o media, suelta y saturada.	Reacomodo de granos.	Licuefacción.
Peso del material que forma el talud	Construcción del talud.	4. Deslizamiento superficial.	Arcilla dura o fisurada. Lutita. Remantes de viejos deslizamientos.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión. Aumento de presiones capilares.
		5. Deslizamiento en estratos débiles al pie del talud.	Materiales duros sobre estratos blandos.		
Agua	Lluvias o fusión de nieve	6. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena húmeda.	Aumento de presión de poros en el agua.	Disminución de resistencia.
		7. Desplazamiento de aire en juntas abiertas.	Roca con juntas. Lutitas.		
		8. Reducción de presiones capilares asociada con expansión.	Arcilla dura y fisurada. Algunas lutitas.	Expansión.	Disminución de la expansión.
		9. Descomposición química.	Cualquier roca.	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
	Congelación del terreno.	10. Expansión del agua por congelación.	Roca con juntas.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión.
		11. Formación de lentes de hielo en el suelo.	Limos y arenas limosas.	Aumento del contenido de agua del suelo congelado	Disminución de la resistencia por fricción,
	Periodo de sequía.	12. Contracción.	Arcilla	Agrietamiento por contracción	Disminución de la cohesión.
	Vaciado rápido.	13. Flujo hacia el pie del talud.	Limos y arenas finas.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.

Agente	Proceso que pone al agente en acción.	Medio por el cual actúa el agente.	Materiales más sensibles a la acción del agente.	Naturaleza física de la acción del agente.	Efectos sobre la estabilidad
	Fluctuaciones en la elevación del nivel	14. Reacomodo de granos.	Arena media a fina, suelta, saturada.	Aumento de presión de poro en el agua.	Licuación
	Ascenso del nivel freático en un acuífero distante.	15. Elevación del nivel piezométrico en el material que forma el talud.	Estratos de arena o limo entre o debajo de arcilla.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
	Flujo interno del agua.	16. Flujo hacia el talud	Limo saturado	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
		17. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena fina húmeda.	Disipación de la tensión superficial.	Disminución de la cohesión.
		18. Remoción de cementantes solubles.	Loess	Debilitamiento de los nexos interparticulares.	
		19. Erosión interna.	Limo o arena fina	Tubificación	Aumento de los esfuerzos cortantes.

Fuente: La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Volumen 1, Rico y del Castillo, 2010

Evasión del movimiento

Luego de haber agotado las posibilidades técnicas y económicas de estabilización y mejoramiento de un deslizamiento, se aplican métodos de elusión. Si bien esto debería de ser evitado mediante una buena fase de panificación, son prácticas que deben de ser consideradas. Se mencionan algunas prácticas de ingeniería para solucionarlos, Schuster y Kockelman (1996), tabla 5.9.

Tabla 5.9 Opciones para evasión del movimiento

Opciones para evasión del movimiento	Descripción
Construcción de variantes	Al reconocer y cuantificar un deslizamiento puede resultar más ventajoso para el proyecto, el modificarlo para evitar la zona problema. Se requiere del conocimiento geológico y geotécnico muy completo de la zona que determine que no es técnica ni económicamente la utilización de un método de estabilización y la alternativa es eludir el problema. Modificando el proyecto o construyendo una variante.
Remoción total de la masa de los deslizamientos o los materiales inestables	Cuando no es posible la construcción de una variante se puede considerar mover total o parcialmente los materiales de los movimientos antiguos o con riesgo de activación.

Opciones para evasión del movimiento	Descripción
Construcción de puentes	Estos puentes, generalmente debe apoyarse en pilas profundas sobro roca o suelo competente por debajo de los materiales inestables. Se deben realizar estudios muy completos para estar seguros de la profundidad y el sistema de cimentación sea suficiente para garantizar la estabilidad del puente. Las pilas deben diseñarse para resistir las cargas laterales, las cuales son difíciles de predecir.
Modificación del nivel de la subrasante, cota del proyecto o alineamiento	En la etapa de diseño la modificación del nivel de la subrasante de un tramo vial inestable puede resultar más estable y económica que construir una obra de estabilización. En esta etapa, tanto el diseñados y geotecnista deberán trabajar conjuntamente para lograr un equilibrio entre la estabilidad y las características del proyecto.

Fuente: Prevención, estabilización y diseño de taludes. Schuster y Kockelman 1996

5.4 Procesos erosivos

El control del agua, modificación de la pendiente y destrucción de la cobertura vegetal son unas de las principales causas que se producen erosión, varios autores han abordado el tema, entre ellos Fournier considera que las bases para evitar erosión por escorrentía de agua es facilitar la infiltración, limitar la longitud de las pendientes para fragmentar el volumen del agua impidiendo que ésta alcance una velocidad erosiva y asegurar la circulación de las aguas controladas hacia las salidas en colectores especialmente consolidados y acondicionados. Suárez, define la pendiente típica que debe tener el talud dependiendo del tipo de material y altura para evitar el derrumbamiento de talud, tabla 5.10. En el Manual de Control de Erosión y forestación de cuencas hidrográficas de la zona semiárida, Santiago de Chile (JICA, 1998 hace una clasificación de los tratamientos generales y específicos en el tratamiento de erosión, ver la tabla 5.11. Gray y Sotir presentan las ventajas y desventajas en utilizar distintos tipos de plantas en el control de los procesos erosivos, ver la tabla 5.12. Caltrans, clasifica y describe los tipos de erosión, además, propone el tratamiento para protección de taludes en suelos, cuadros 5.13 y 5.14. Otra alternativa para el control de erosión y que representa ser amigable con el ambiente y relativamente económico, es la técnica de estabilización de taludes y control de la erosión a través de la bioingeniería, la tabla 5.15 define las distintas técnicas, usos en ingeniería y procedimientos constructivos.

Principio de conservación de suelos y agua

Dentro de las principales causas de erosión en vías y específicamente taludes se tienen las siguientes, FAO, 1986 citada por Marín 1992.

- Eliminación o reducción de la cobertura protectora

- Destrucción o deterioro de la estructura y fertilidad natural del suelo
- Incremento en condiciones de pendiente (corte y llenado de material)
- Disminución en la tasa de infiltración por efecto de la compactación por explanación
- Interceptación de flujos superficiales por los cortes de la pendiente
- Disminución de la resistencia al cizallamiento por efecto del corte

De manera general, las bases sobre las que se soporta el control del agua, para evitar erosión por escorrentía son las siguientes, Fournier, 1975.

- Facilitar la infiltración del agua
- Limitar la longitud de las pendientes para fragmentar el volumen del agua, impidiendo que ésta alcance una velocidad erosiva
- Asegurar la circulación de las aguas controladas hacia las salidas en colectores especialmente consolidados y acondicionados

Así, se tiene como directrices del control del agua:

- La variación de la longitud e inclinación de la pendiente
- La captura y conducción de aguas
- El cubrimiento con vegetación

El principal problema de derrumbamiento de taludes tiene su origen en las características del trazado y diseño particular de taludes. Suárez, 1992.

Tabla 5.10 Pendiente típica para taludes de corte

Material	Altura talud	Pendiente (V:H)
Roca dura		1:0.3 a 1:0.8
Roca blanda		1:0.5 a 1:1.2
Arena mal gradada		1:1.5
Suelo arenoso denso	< 5 m	1:0.8 a 1:1.0
	5-10 m	1:1.0 a 1:1.2
Suelo arenoso poco denso	< 5 m	1:1.0 a 1:1.2
	5-10 m	1:1.2 a 1:1.5
Arena con grava y cantos densa	< 10 m	1:0.8 a 1:1.0
	10-15 m	1:1.0 a 1:1.2
Arena con grava y cantos no densa	< 10 m	1:1.0 a 1:1.2
	10-15 m	1:1.2 a 1:1.5
Suelo cohesivo	0-10	1:0.8 a 1:1.2
Suelo cohesivo con cantos	< 5 m	1:1.0 a 1:1.2
	5-10 m	1:1.2 a 1:1.5

Fuente: Suárez, 1992

Tabla 5.11 Clasificación de tratamientos de control de erosión

	Tratamientos generales	Tratamientos específicos
Tratamientos de control de erosión	Regulación de flujos hídricos	Canal de desviación de aguas
		Canal longitudinal
		Canal transversal simple
		Canal transversal compuesto.
	Incremento de la infiltración	Zanjas de infiltración
		Terraza forestal.
	Obras lineales de laderas y taludes	Postes de madera
		Fajinas de sarmientos
		Fajinas de ramas
		Sacos rellenos
		Revestimientos de neumáticos
	Cubiertas superficiales	Esteras de especies
		Ramas de eucalipto
		Cañas de maíz
	Regulación de flujos hídricos en cauces	Diques de postes de maderas
		Dique de estructuras de gaviones
		Disipadores
	Control y estabilización de taludes	Estructuras de postes de madera
		Malla de sombra
		Muro con sacos rellenos
		Muro de neumáticos
		Muro de postes de madera.
	Biológicos	Hidrosiembra

Fuente: JICA y otros 1998

Tabla 5.12 Ventajas y desventajas a través de diversos tipos de plantas

Tipo	Ventajas	desventajas
Pastos	Versátiles y baratos; variedades para escoger con diferentes tolerancias; fácil de establecer, buena cobertura.	Raíces poco profundas y se requiere mantenimiento permanente.
Juncos	Crecen fácilmente y son fáciles de establecer en las riveras de ríos.	Difíciles de obtener y el sistema de plantación no es sencillo.
Hierbas	Raíz relativamente profunda.	Algunas veces son difíciles de establecer y no se consiguen raíces.
Arbustos	Variedades para escoger. Existen especies que se reproducen por estaca. Raíz profunda, buena cobertura, bajo mantenimiento.	Algunas veces son difíciles de establecer.
Arboles	Raíces profundas, no requiere mantenimiento.	Es demorado su establecimiento y generalmente son más costosos.

Fuente: Gray y Sotir, 1996

Tabla 5.13 Tipos de erosión que se desarrollan en la superficie de un talud

Tipo de erosión	Descripción	Imagen
Erosión por salpicadura	Se produce por impacto directo de las gotas de lluvia sobre el suelo desnudo. Los sedimentos resultantes pueden ser transportados posteriormente por el agua o viento.	
Erosión laminar	Consiste en arranque y transporte de partículas del suelo por una fina capa de agua sobre las superficies lisas y uniformes. Se produce cuando el suelo no es capaz de infiltrar el agua de lluvia en el subsuelo y fluye a cotas más bajas.	
Erosión por regueros	Se produce por la concentración de flujos superficiales laminares. La concentración laminar tiende a concentrarse, en las cotas más bajas de la superficie debido a las irregularidades de la superficie, formando surcos a favor de la pendiente. Son indicativos de alta tasa de erosión.	
Erosión en cárcavas	Son hendiduras del terreno, más o menos profundas, ocasionados por socavación repetidos sobre el terreno, debido al flujo concentrado de la escorrentía ladera abajo. La presencia de cárcavas se relaciona con grado muy avanzado de degradación del terreno. Puede ser 100 veces mayores que de los regueros.	
Movimiento en masa	Son prevenidos con estudios geotécnicos (no comprende esta clasificación), sin embargo se desencadenan movimientos en masa por la rotura de inestabilidad hidrológica previa a la construcción, y por la retirada del suelo edáfico estructurado que retenía, y en parte infiltraba, la humedad en los distintos horizontes del suelo.	

Fuente: Caltrans, 2010

Protección de taludes utilizando sistemas de cobertura biotécnica

La tabla 5.14 presenta las diversas técnicas para el recubrimiento de suelos taludes por erosión de suelo y describe los tratamientos para la restauración.

Tabla 5. 14 Tratamientos para la restauración de taludes por erosión en suelos

Técnicas	Descripción	Imagen
Descompactación de la superficie	La descompactación en taludes consiste en romper, mediante operaciones mecánicas, una superficie lisa y compactada. Se usa en la superficie de desmontes recién construidos o de terraplenes muy compactados. La profundidad de la aplicación es variable y dependerá de la profundidad de la raíz de la cobertura que se pretenda establecer. Se recomienda en taludes con pendiente menor o igual a 18° y se puede hacer con retroexcavadora o buldozer.	
Aumento de la rugosidad del suelo	El aumento de rugosidad en taludes es una práctica de control de erosión temporal de uso frecuente conjuntamente con el grado de las pendientes. Se puede llevar a cabo con maquinaria pesada que realice surcos en el terreno o con la colocación en superficie de elementos que aumente la rugosidad, por ejemplo, la colocación de rocas de pequeño tamaño o de restos vegetales aislados. Se recomienda el aumento de rugosidad a taludes inferiores a 33°. Caltrans, 2011.	
Siembra directa	En taludes, la siembra directa consiste en la distribución de semillas, generalmente herbáceas, directamente sobre el terreno, tratado mediante mínimo laboreo y/o fertilizantes cuando el suelo no sea adecuado para la vegetación. Se puede aplicar por métodos manuales o mediante métodos mecánicos. La siembra directa manual no se recomienda en pendientes mayores de 19° y la mecánica mayores de 17°.	
La hidrosiembra	Siembra mecánica que consiste en la aplicación de una mezcla compuesta de semillas, fijadores, fertilizantes y aditivos sobre la superficie de los taludes. Tiene como objetivo establecer una cubierta vegetal sobre terrenos de difícil acceso o de gran pendiente. Pese a ser una técnica bien extendida, no asegura la estabilización mecánica en taludes, ni el control de procesos erosivos especialmente en áreas con clima poco lluviosa. Bautista y otros, 1997.	

Técnicas	Descripción	Imagen
Manejo de los nutrientes del suelo	Los nutrientes en taludes pueden ser manejados mediante una variedad de tratamientos, en los que se incluye la tierra vegetal, mulch o cobertura orgánica, compost, y los fertilizantes orgánicos y comerciales. Se requiere que materiales con liberación de nitrógeno lento para el desarrollo de la vegetación.	
Uso de la tierra vegetal	En la restauración de taludes favorece el establecimiento vegetal y mejora las propiedades del suelo, la filtración y la retención de humedad. Además de crecimiento de semillas de especies nativas presentes en el suelo antes de los movimientos de tierra. Dependiendo de la especie vegetal puede considerarse un espesor entre 0.50 a 1 m de espesor de la capa.	
Uso de Compostaje o Compost	Es un acondicionador orgánico del suelo creado por la descomposición de materia orgánica bajo condiciones controladas. Igual que la tierra vegetal, favorece el establecimiento de la vegetación y mejora las propiedades del suelo.	
Uso de Mulch o cobertura orgánico	Se usan para controlar temporalmente los suelos desnudos, aumentar filtración y mejorar las condiciones del suelo. Simula la capa de hojarasca, protege del impacto de la lluvia y disminuye la velocidad de la escorrentía superficial. Genera crecimiento de la vegetación, aumenta la vegetación y contenido de humedad. Debe aplicarse entre 5 a 10 cm.	
Mantas orgánicas	Relacionado con los geotextiles formados por un entre cosido de mallas y fibras naturales (fibra de coco, yute, paja, otros) o sintéticas. Se utiliza para el control de la erosión superficial, como soporte de suelos, de siembra o hidrosiembra, ayudando a mejorar el establecimiento y enraizamiento vegetal. Existen en el mercado mantas orgánicas con mallas reforzadas, tridimensionales, cosidas a otros geotextiles o geomallas, e incluso con semillas incorporadas.	

Técnicas	Descripción	Imagen
Geoceldas	Son un sistema de confinamiento celular de elementos geosintéticos tridimensionales formados por una estructura alveolar de tiras de poliéster, polietileno o polipropileno de alta densidad perforados para facilitar el movimiento lateral de las partículas de suelo o agregados. El sistema de cavidades o alveolos permite retener materiales o incorporar suelo dependiendo de la altura de las celdas.	
Geomallas volumétricas	Sistemas tridimensionales formados por varias mallas termosoldadas a los que se les aplica tratamientos para resistir las radiaciones ultravioleta. Se pueden usar en grandes pendientes, por lo que está indicado para desmontes, donde no es posible aportar suelo para mejorar el sustrato. Se adoptan también en combinación con otras técnicas de bioingeniería como las estacas vivas o lechos de ramas (enramadas).	
Combinación de tratamientos en restauración de taludes.	La combinación de tierra vegetal con algún acabado superficial que mejore el suelo y promueva la vegetación, Caltrans 2010.	

Fuente: Caltrans, 2010 en Barbero, 2013

Los beneficios de acabados en taludes para evitar erosión luego a una precipitación intensa de acuerdo a Dully & Hatzell, 1988.

- Reduce el volumen y velocidad de escorrentía
- Mejora la tasa de infiltración
- Mejora la capacidad de retención de humedad del suelo
- Mejora la probabilidad de conseguir una cubierta vegetal duradera
- La descompactación mejora las propiedades estructurales del suelo: porosidad donde pueda penetrar las raíces

Estabilización de taludes y control de la erosión a través de la bioingeniería

La bioingeniería es la inclusión de pastos, arbustos, árboles y otros tipos de vegetación en el diseño de ingeniería para mejorar y proteger laderas, terraplenes y estructuras de los problemas relacionados con la erosión y otros tipos de inestabilidades superficiales en laderas.

Utiliza los efectos mecánicos e hidráulicos benéficos de un conjunto de plantas para cumplir una función en ingeniería:

- La vegetación puede aumentar la resistencia del suelo al agrietamiento
- Proteger la erosión laminar de una superficie de suelo expuesta y
- Atrapar las partículas de suelo que se deslizan por el talud

La estabilización biotécnica y la bioingeniería de suelos son conceptos donde sus características principales están dadas por la asociación de los materiales y sus tipos usados para recuperar los suelos de los terrenos inclinados o taludes, de los procesos de degradación que los afectan. La tabla 5.15 presenta las técnicas de estabilización de taludes y control de la erosión a través de la bioingeniería.

Existen dos enfoques para esta problemática, figura 5.13.

- Enfoque "duro" o "convencional": aquellas que mediante estructuras tales como superficies cementadas, gaviones, mallas de alambre, otras, dan solución al problema.
- Enfoque "blando" o "verde" aquel que, mediante el uso de vegetación, también dan solución al problema.

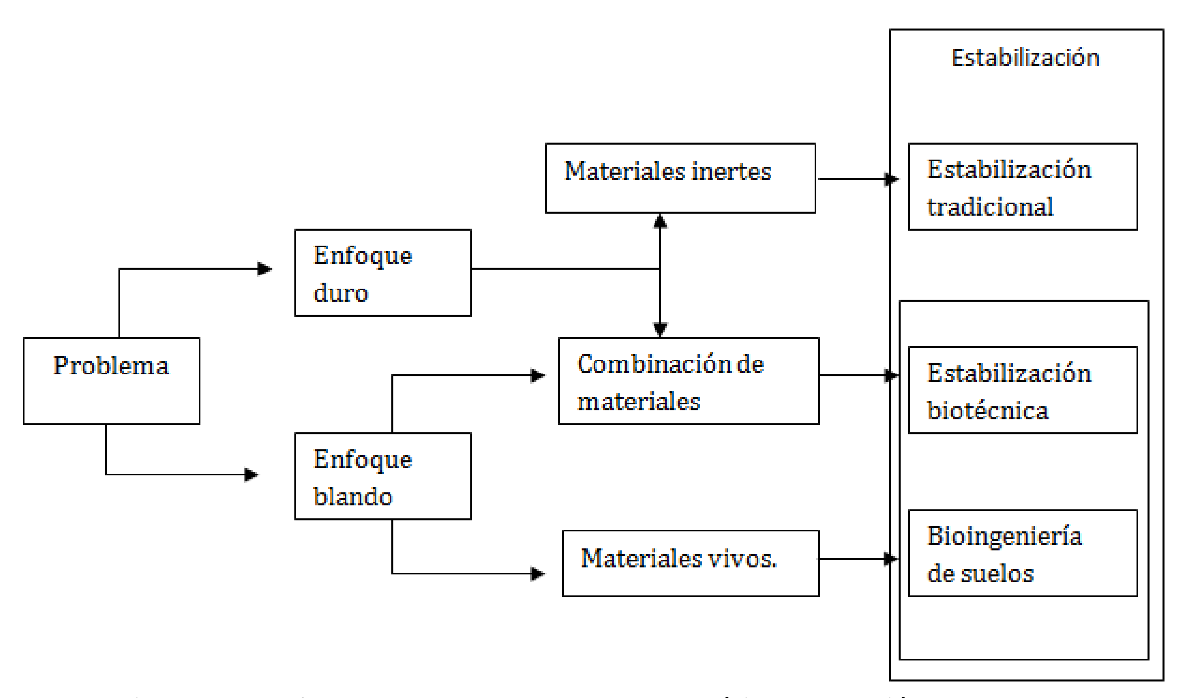


Figura 5.13 Enfoques para abordar la problemática de erosión en taludes
Fuente: Manual de bioingeniería

Tabla 5.15 Técnicas de estabilización de taludes y control de la erosión a través de la bioingeniería

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Estacas vivas	Son porciones de tallos de árboles y	Como tratamiento		Cortar la parte superior de la

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
	arbustos que se entierran en el suelo con el objeto de que broten árboles.	primario donde cumplen el objetivo de anclar otros elementos como trinchos o mantos vegetales, los cuales posteriormente se convierten en árboles o arbustos.	Estacas de 1 a 3 cm de diámetro y 0,60 a 1 m de longitud, provenientes de árboles de 2 a 3 años de edad y corteza fina.	estaca normal al eje y la parte inferior en forma de punta para facilitar la inserción. Clavar la estaca en ángulo recto, normal a la superficie de talud. Con las yemas hacia arriba. También se puede hacer un hoyo con una barra. La densidad debe ser entre 3 a 4 estacas por metro cuadrado. Entre cada estaca debe haber al menos 1.5 m de distancia. Las dos terceras partes (60 cm) de la estaca deben estar enterradas. Compactar la tierra alrededor.
Escalones de matorral/capas de ramas.	Son ramas de especies leñosas, con capacidad de enraizar, dispuestas en pequeñas zanjas o entre capas sucesivas de tierra dispuestas a lo largo de la	Reforzar el suelo e incrementar la resistencia a los deslizamientos. Ayuda a retener	Ramas de 1 a 2.5 m de longitud y 25 a 50 mm de diámetro (madero negro o sauce). Yute.	Se excavan zanjas a mano desde el pie del talud hacia la cabecera conforme las líneas de nivel del talud. En taludes muy húmedos se

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Variaciones: con capa de suelo compactado en cada capa de ramas. Con suelo compactado y cubierto con geotextil o yute.	pendiente del talud, de manera que forman escalones. También se le llama capa de enramadas. Difiere de las fajinas en la orientación de las ramas y la profundidad de las zanjas. Aquí las ramas se orientan perpendiculares al perfil del talud y se introducen hasta 2 m dentro de él. La orientación perpendicular es más efectiva para el refuerzo del suelo y estabilidad del talud frente a movimientos en masa.	sedimentos y mejorar la infiltración del agua en suelos secos. Drena los suelos muy húmedos. Disminuye la longitud efectiva de la pendiente. Actúa como drenajes horizontales. Actúa como barrera de sedimento y retardadores del flujo. Refuerza el talud en forma similar a los geosintéticos. Cuando germina, el refuerzo aumenta debido a las raíces.	Estacas. Pala.	puede colocar siguiendo la pendiente para facilitar el drenaje. Las zanjas, ligeramente inclinadas en contrapendiente (10 a 20°) hacia el talud se excavan hasta una profundidad de 50 cm y con un ancho entre 0,50 a 1 m. Entre cada zanja debe haber entre 1.5 a 3 m de distancia según la pendiente del talud. Se coloca las ramas perpendicular a la superficie del talud, con las yemas de crecimiento hacia afuera, enterradas hasta ¾ de su longitud, queda por fuera 1/4. (unos 30 cm) Las ramas se colocan entrecruzadas con un espesor entre 75 a 200 mm.

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Fajinas	Son manojos semicilíndricos de amas o de hiervas de diámetro 0.20 y 0.40 m y longitudes entre 2 y 9 m, atadas con alambre o sogas de fibra orgánica o de polipropileno cada 0.20 o 0.30 m	Captura y retiene las capas superficiales de suelo. Apoya el talud que está inmediatamente arriba de la fajina. Drena el talud y reduce la escorrentía superficial. Disminuye la velocidad de escorrentía. Mejora el sitio al estabilizar las áreas y evitar la formación de cárcavas y barrancos. Reducen la longitud de la pendiente	Ramas largas, rectas y flexibles, y provista de yemas de crecimiento, provenientes de árboles entre 1 a 4 años de edad. Pala, machete, mecate, estacas de 1 metro de longitud, martillo.	Se construye una zanja a una profundidad aprox. De 20 cm en el contorno del talud, siguiendo las líneas de nivel, con una pequeña pendiente para facilitar el drenaje. Colocar las fajinas semienterradas en las zanjas. Fijar las fajinas al suelo con estacas de madera. La estaca se hinca de tal manera que sobrepase el nivel superior de la fajina. Después que las fajinas se aseguren con estacas, la zanja se llena con suelo mixto.
Fajinas de drenaje.	Son manojos semicilíndricos de ramas o hiervas de diámetro 0.20 a 0.40 m y longitudes entre 2 y 9 m atadas con alambre o sogas de fibra orgánica o de polipropileno cada 0.20 o 0.30 m	Pueden usarse como subdrenes superficiales para controlar las aguas de escorrentía.		Consiste en excavar zanjas en forma de espina de pescado. Una zanja principal con brazos que contengan a zanjas secundarias con ángulos laterales entre 20° y 45°.

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Fajinas combinadas				La zanja principal tiene una profundidad de 50 cm, las zanjas secundarias tiene profundidad entre 20 y 30 cm, 60 cm de ancho. El espaciamiento entre zanjas varía entre 1 a 2.5 m en forma paralela y con longitudes entre 3 y 8 m. Las zanjas se llenan con fajinas vivas a todo lo largo. Fijar las fajinas con estacas. Rellenar las zanjas con suelo alrededor de las fajinas.
Mini barreras vivas de control. Presa de control mixto de Bambú y Madero negro	Una mini presa viva de control de erosión se construye con plantas vivas y materiales locales. Una presa de control de este tipo es porosa y su principal objetivo es reducir la pendiente efectiva en una fisura o cárcava y así disminuir la	Impide que las fisuras se conviertan en grande cárcavas. Reparar pequeñas cárcavas con una profundidad máxima de 1 m y ancho máximo de 2 m.	Estacas de madera dura de 1 a 2 m de largo y 60 a 120 mm de diámetro de, por ejemplo: *Gliricidia sepium* (Madero negro) y *Eritrina corallodend*	Recorte los taludes de la cárcava si son demasiado empinados. Cualquier exceso de material suelto que quede, bótelo aguas arriba de la presa de control. Prepare fardos de 4 o 5 estacas

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Vista lateral Variaciones o combinaciones	velocidad de agua.	Reduce el material erosionado de fisuras y cárcavas que llega a un sitio de disposición de escombros y que de otra manera entraría a los canales de desagües naturales. Fortalecer canales de drenajes naturales en alcantarillas y sitios de descarga en las cunetas.	*rum* (Elequeme). Tallos largos de *Pennisetum purpureum* (pasto elefante) para presas de control livianas y pequeñas. *Bambusa vulgaris* (Bambú) tallos de 2 - 3 año. Pastos robustos, como *Vetiveria zizanioides* (vetiver), con raíces fibrosas para reforzar los costados de las cárcavas. Maleza y piedras angulares para rellenar	de madera dura. Coloque el fardo de estacas en el costado de la cárcava a una profundidad de 300-500 mm y compacte el material alrededor del fardo. Rellene el área detrás de la presa con maleza local y rocas angulares. Siembre retoños o esquejes aguas arriba de los costados de la cárcava.

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Barrera densa viva 300-500 mm Diámetro 50-70 mm Prepare estacas de (Madero negro) con cortes anulares en la corteza a intervalos de 300-500 mm 2.0-3.0 m 200 mm A un año Densa red de raices Material atrapado Sub suelo	Forma un denso entorno que se establece a lo largo del talud utilizando material que tiene la capacidad de propagarse a partir de estacas de maderas duras colocadas horizontalmente o gramíneas. Las barreras densas pueden soportar pequeños movimientos superficiales del talud y son fuertes en la tensión a lo ancho del talud.	Fortalece los costados de las cárcavas y las áreas vulnerables debajo de los sitios de descarga de las alcantarillas. Protegen los drenajes para que no se bloqueen con rocas pequeñas desde arriba del talud. Rehabilitar los sitios de disposición de desechos. Controlar los movimientos superficiales de < 300 mm de profundidad en taludes de corte en material suave.	Estacas de *Gliricidia sepium* (madero negro) con un diámetro de 60-12 mm y entre 1 a 2 m de largo, con cortes anulares en la cabeza en intervalos de 300-500 mm. Se necesita 4 m de estacas de madero negro por metro corrido de zanja.	Establecer un entorno a lo largo del talud. Preparar estacas de madero negro. Haga un corte anular en la corteza de las estacas a intervalos de 300 a 500 mm para estimular el crecimiento de raíces a lo largo del tronco. Prepare manojos de 4 a 5 y consérvelos en un lugar fresco y sombreado hasta que los utilice. Prepare una zanja de 200 mm de profundidad en el contorno del talud. Coloque los manojos de estacas en la zanja asegurándose que hay traslape entre ellas. Cubra las estacas con 100 mm de tierra como máximo.

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
Barrera de piedra intercalada con vegetación Recorte los lados del barranco o cárcava Deje rocas que sobresalgan	Una capa de piedras, bolones y pequeñas rocas cuidadosamente colocadas para prevenir la erosión y socavación de la superficie.	Refuerza a una profundidad de 300 mm por debajo del rip rap (componente de vegetación-rip rap-geotextil (puede ser Yute o bramante)) y piedra para prevenir erosión. Protege la superficie del suelo previniendo la erosión superficial (componente de piedra). Proteger de la erosión la base de un talud. Proteger de la socavación la base de un barranco. Proteger de socavación el sitio de descarga de la alcantarilla. Proteger de la erosión superficial los hombros	Piedra angular o sub redondead a de buena calidad con un tamaño aprox. De 100 mm de fondo x 300 mm x 300 mm. Pasto, semillas o retoños, ejemplo: *Panicum maximum* (retoños de pasto guinea) o de Vetiveria zizanioides (vetiver). Estacas de madera dura de 400 a 900 mm de largo (incluidos al menos 2 nudos en cada corte) y con un diámetro de 80 mm, por ejemplo: *Gliricidia sepium* (madero negro). **Especies**	Preparar la superficie del talud, el lecho del barranco o el hombro del camino, para crear una superficie plana. No tierra ninguna roca que sobresalga de la superficie. Coloque sobre el talud una capa de 100 mm de material granular de libre drenaje. Con cuidado colocar las rocas en el área que se va a proteger. Asiente bien las rocas y minimice espacios entre ellas. Rellene los espacios entre las rocas con tierra y siembre pasto a una distancia de 150 mm entre plantas. También se puede utilizar estacas vivas entre las rocas a intervalos de 1.5 m.

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
		elevados de las carreteras.	Vetiveria zizanioides (Vetiver), *Panicum maximum* (pasto guinea), *Gliricidia sepium* (madero negro).	Asegúrese sembrar el pasto y las estacas vivas a suficiente profundidad de manera que las raíces penetren por debajo de la capa del rip rap.
Barrera de pasto para atrapar la sedimentación	Constituye un método eficaz para impedir que el material que baja por el talud llegue a un drenaje o a un cauce.	Encima de los desagües laterales. Encima de los drenajes. Alrededor de las alcantarillas o contra cunetas. Retener pequeñas rocas o pequeñas caída de tierra.	Pasto robusto que forme una barrera y se recupere tras su enterramiento parcial, como tallos de pasto elefante y retoños de vetiver. Se requiere 12 plantas aprox. Por metro cuadrado. **Especies** *Vetiveria zizanioides* (Vetiver), *Panicum maximum* (pasto guinea), Pennisetum purpureum (pasto elefante), pasto para cubrir el suelo como por ejemplo	Establecer una guía para la siembra paralela al desagüe o costado del camino. Sembrar una doble hilera de pasto con un espacio de 150 mm entre plantas en la fila y 200 mm entre las filas. Dependiendo de la severidad de la erosión y espacio, se puede sembrar una barrera más densa que incluya vegetación leñosa. Rellenar el área detrás de la presa con broza y piedras angulares que se encuentre en el lugar. Sembrar retoños o tallos de pasto en los

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
			Pueraria thunbergiana (pasto kudzu), *Gliricidia sepium* (madero negro).	costados río arriba de la hondonada.
Control de la erosión superficial con pasto vetiver **Forma y distancia de siembra de vetiver.** 200 mm 150 mm El espacio de siembra depende del talud	Sembrar densamente pasto vetiver en todo el talud. Esto refuerza y protege el talud contra el daño causado por la erosión superficial o del colapso no profundo de la superficie.	Protege los taludes en el borde del camino. Rehabilita los taludes de corte colapsados. Vuelve a cubrir con vegetación los taludes de relleno. Proteger los hombros de las carreteras en pavimentos elevados. Uso eficaz en el empalme de una estructura de ingeniería en aristas como presas en mampostería. Muro de retención, o en el empalme de gaviones con el suelo.	Retoños de pasto vetiver de buena calidad provenientes de un vivero o de áreas naturales.	Preparar suficientes retoños de platas para un día de trabajo. Mantener en la sobra los retoños preparados hasta que los vaya a sembrar. No permitir que los retoños se sequen con el son o con el viento. Si el pasto vetiver se cultivó en bolsas de polietileno, retirar el polietileno antes de sembrar. Preparar un hueco para la siembra de unos 70 a 100 mm de profundidad y 50 mm de ancho. El hoyo debe ser de tamaño suficiente para colocar el retoño de vetiver sin doblar las raíces.

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
				Rellenar el hoyo y compactar la tierra firmemente alrededor del retoño de pasto.
Zampeado de piedra con vegetación Retoños de pasto 45° Estacas vivas de madera dura	Fortalece la base del talud para prevenir la erosión y la socavación que pueden conducir a un retraimiento gradual del talud.	En la base de taludes de corte o taludes de relleno consolidado. No es adecuado para taludes en rellenos sueltos y no consolidados. Proteger el desagüe natural de la erosión o del desmoronamiento de desechos.	Rocas naturales o bolones. Plantas de pasto. Estacas de madera dura de Gliricidia sepium (madero negro), (si se requiere estacas). Plantas de árboles pequeños y arbustos si es necesario sembrar. Nivel y mecate. **Especies** *Vetiveria zizanioides* (Vetiver), *Pennisetum purpureum* (pasto elefante) y *Gliricidia sepium* (madero negro).	Seleccione rocas duras y angulares para construir la base de la pared de piedra. Limpiar la base del talud de cualquier desecho y hacer un ligero corte en la base del talud para colocar las rocas angulares. Construir un zampeado de roca de unos 300 a 500 mm de alto con una base de 300 mm. Colocar la piedra en la parte trasera del talud a un ángulo de 5° de la vertical. A medida que se va construyendo el zampeado de roca, colocar retoños de pasto en los espacios asegurando que

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
				la raíz penetre en el suelo.
Vallas de retención **Terrazas de estabilización**	Estructuras de control de la erosión y sedimentos construidos a partir de tallos y/o troncos de arbustos vivos que puedan seguir creciendo una vez colocados en el suelo o estacas no germinables.	Estabilizar la producción de sedimentos y detener la erosión de las laderas. Evitar erosión de su estructura física hasta que las plantas establecidas puedan proporcionar protección contra la erosión permanente. Reduce la pendiente efectiva. Refuerzan zonas de pendiente inclinadas y taludes de relleno donde el exceso de humedad podría provocar deslizamientos rotacionales.	Estacas de madero negro. Estacas de madera. Cordeles y cuerdas. Material vegetal.	Se construye de la base de la pendiente al tope de la ladera. Preparar estacas de madera dura, que serán colocadas cada 0.75 a 1.25 m. Coloque las estacas usando un nivel de mano en todo el ancho de la ladera siguiendo las curvas de nivel, insertarlas a una prof. De 50 cm y compacte el material alrededor de la estaca. Colocar troncos de madero negro y sujete a los postes con cuerdas o alambre. También puede utilizar ramas entrenzadas de bambú u otra especie. Rellene el área detrás de la valla con maleza local y piedras

Técnica	Descripción	Uso en la ingeniería	Materiales	Procedimiento
				angulares. Sembrar retoños y tallos aguas arriba. Calcular la distancia entre vallas, cuando la erosión es severa, las vallas se pueden construir en intervalos cado 2 a 3 m.

Fuente: Compilación de varios autores por Miriam Downs, Cooperación Suiza en Honduras

5.5 Plan de mantenimiento

Considerando que las obras de protección se deterioran paulatinamente en el transcurso del tiempo, se ha clasificado los tipos de estructuras relacionadas a taludes, inventariando los posibles defectos que puedan contener y anotaciones que el profesional pudiera considerar al momento de la inspección visual del estado de las estructuras en campo, tabla 5.16.

Basado en la información de la tabla 5.16, se ha construido la tabla 5.17 y la tabla 5.18 para registrar los desperfectos en obras de taludes; contiene inicialmente compilación de datos generales: región, fecha de inspección, nombre de inspector y el número de hojas para el levantamiento.

Seguidamente se registra el nombre de la vía, nombre del sector, contrato (número y año), código de la vía, ubicación de la obra en coordenadas UTM WGS84 o la utilizada en el país donde se hará el levantamiento de datos y las características de la obra.

También se incluyó los tipos de movimientos, deslizamientos o flujos que pudieran afectar la estabilidad del talud. Se enlista los daños posibles en las obras de contención, dejando espacio para anotaciones de dimensiones, número de foto y observaciones.

Por último, tabla 5.18 (hoja 2 de 2) se presenta la tipología de la obra con un pequeño recuadro al lado para indicar cuál de ellas se manifiesta, un espacio para el bosquejo y observaciones adicionales que el formato no especifique.

Tabla 5.16 Inspecciones de estructuras en taludes

Estructura	Defectos	Anotaciones en la inspección
Es tr u ct	Socavación	Se debe registrar la profundidad, el ancho y la profundidad afectada. Si hay posibilidad de conocer el material de

Estructura	Defectos	Anotaciones en la inspección
		fundación, anotar el tipo de material, en particular respecto a gradación aparente.
	Asentamientos	No son fáciles de establecer, al menos que haya un punto de referencia que permita obtener una medición de los mismos. Sin embargo, los asentamientos diferenciales sí son fáciles de observar, cuando se nota una inclinación de la superficie de la estructura de contención. Debe anotarse la magnitud del asentamiento, si es diferencial, se debe anotar también la longitud. En las observaciones debe anotarse cualquier información adicional que permita establecer posibles causas del asentamiento: material blando, diferencia de la humedad suelo/roca, otras.
	Volcamientos	Es importante definir el ángulo de inclinación. Si no se tiene una brújula con inclinómetro, puede usar una plomada para establecer los catetos que forman el ángulo, o sea, la altura y la diferencia horizontal.
	Giros	Son rotaciones respecto a un eje vertical. Se pueden apreciar fácilmente, ya que generalmente producen ondulaciones superficiales, y agrietamientos en los muros de gravedad o reforzados. El giro no necesariamente debe ser de toda la estructura, puede ser sólo una porción de la misma. Anotar la longitud de la estructura que presenta el giro, el ángulo de giro, o en su defecto, el desplazamiento máximo ocurrido.
	Grietas o fisuras	Son producidas generalmente por esfuerzos de flexión en muros de gravedad y reforzados. De estos daños reportar la longitud, la profundidad y la abertura. Características del relleno, además, exposiciones de hierro en caso de muros reforzados. Es importante registrar en un esquema la orientación y localización de las grietas en la estructura y respecto al talud.
	Fracturamientos	Corresponde al desprendimiento de fragmentos de la estructura de contención, producto del impacto de un objeto con el muro, o de la unión de dos o más grietas formando bloques individuales. Se debe anotar la altura, la profundidad y la longitud con el fin de establecer el volumen de muro que presenta fracturamiento, además de dibujar la localización relativa del daño respecto al muro y cualquier característica particular influyente del talud (ej. Rocas que hayan impactado).
	Filtraciones	Cualquier tipo de afloramiento de agua en el talud, ya sea a través de orificios o grietas, debe ser anotado. Debe cuantificarse si la filtración humedece, gotea y si fluye estimar caudal. Anotar la coloración de la estructura en el afloramiento.
	Vegetación	Las características de cobertura del talud en términos de vegetación son fundamentales para establecer patrones de erosión e infiltración como complemente general de la ladera. Anotar el porcentaje de cobertura vegetal del talud y hacer observaciones de la coloración de la vegetación (verde claro, verde oscuro, verde intenso) y tipo de vegetación (pasto, arbusto, árboles).
	Drenaje	Con el fin de establecer la posibilidad que tiene el talud de eliminar el agua superficial, se construyen filtros, que entregan las aguas a alcantarillas o lloraderos. La única observación es respecto al funcionamiento. Si no hay entrega de caudal, estando húmedo el talud, se debe hacer las observaciones.
Muros de gav	Corrosión	Luego de haber anotado las características de la malla (hexagonal de triple torsión, hexagonal de doble torsión o malla electrosoldada) se anotan los defectos. Las dimensiones de la

Estructura	Defectos	Anotaciones en la inspección
		corrosión se miden en área. Se registra si la corrosión es parcial o total, y el agente corrosivo que precipitó el daño (humedad ambiental, fluidos corrosivos, otros).
	Rotura de la malla	Las dimensiones se miden en área de la malla afectada. Se anota si hay deformaciones importantes que impida "coser" la malla, o si la reparación requiere de una reconformación del gavión. Anotar el número de gaviones involucrados y en el esquema dibujar la forma cómo está localizada la rotura de la malla.
	Pérdida del recubrimiento	En caso que los gaviones sean parcial o totalmente recubiertos, se debe anotar el tipo de recubrimiento y el área afectada por el desprendimiento.
	Meteorización	En relación a los agregados del gavión, se debe hacer una anotación cualitativa de la calidad del agregado, y su susceptibilidad a la erosión. Se nota por la presencia del polvillo residual o escamas en el agregado.
	Tamaño inadecuado	El tamaño mínimo del agregado debe ser, en todo caso, superior a la abertura de la malla. Tamaños similares o inferiores deben ser reportados y anotar si el comportamiento es general o el número de gaviones que presenten esta deficiencia.
Muros de gravedad de concreto y muros de concreto reforzado.	Juntas frías	Se generan por el vaciado de concreto en diferentes etapas y cuando no son tratadas correctamente, permiten el ingreso de agua y de agentes nocivos para el concreto y para el acero de refuerzo en caso de existir. Se reporte de este daño se hace en metros lineales de la longitud afectada, especificando en lo posible si el acero de refuerzo se encuentra expuesto o puede estar siendo afectado por el daño. Si existen varias juntas frías, debe hacerse el reporte por cada una separado, señalando los aspectos mencionados.
	Refuerzo expuesto	Este daño se genera por la pérdida del recubrimiento del concreto del acero de refuerzo; el acero queda expuesto al ambiente y se presentan problemas de corrosión. El reporte debe realizarse en área (m^2). Debe señalarse en el esquema.
	Segregación	Este daño consiste en la distribución inadecuada de los componentes de la mezcla. El reporte debe realizarse cuantificando el área afectada (m^2), y mencionar en lo posible si el acero de refuerzo se encuentra expuesto o con corrosión derivada de este daño. Señalarse en el esquema de registro.
	Hormigueros	Se generan por varias causas en las que destacan la falta de vibrado, la práctica inapropiada en la colocación del concreto en zonas con alta densidad de refuerzo y la dosificación inadecuada de mezclas de concreto. El reporte debe hacerse consignando el área afectada (m^2) y señalarlo en el esquema de registro.
	Eflorescencias	Son depósitos de sales en la superficie del concreto. Reportar el área afectada (m^2).
	Carbonatación	Es la reacción que se presenta entre el dióxido de carbono (CO_2) del aire atmosférico o del suelo con los componentes alcalinos del concreto $Ca\ (OH)_2$. Puede generar corrosión del acero de refuerzo. El reporte de este daño se debe realizar consignando el área afectada (m^2).
	Contaminación del concreto	Son afecciones del concreto por ataques químicos de sustancias producidas por la presencia de microorganismos o de vegetación en la superficie de las estructuras. Estos ataques químicos pueden aumentar la permeabilidad del concreto, generar cambios de color en el concreto, y otros. Los daños se

Estructura	Defectos	Anotaciones en la inspección
		reportan cuantificando el área del daño en (m^2) y debe señalarse en el esquema.
Tierra mecánicamente estabilizada (reforzada)	Paneles	Se deben verificar si están fracturados o desprendidos, y en todo caso, colocar la cantidad de paneles afectados. Registrar en observaciones las características del material expuesto.
	Asentamiento	El relleno puede tener inconvenientes de compresibilidad, en particular cuando hace parte de la banca. Cualquier tipo de asentamiento se manifiesta en la superficie. Se debe anotar la magnitud del asentamiento en caso de tener un punto de referencia, y el área donde se presenta, acompañado en el esquema de los daños. Anotar si hay posibilidad de evolución.
	Exposición del refuerzo	En caso que esté a la vista el geotextil, o la canasta de acero electrosoldada si existiera, se debe hacer anotaciones del área afectada por este daño y las condiciones de oxidación del acero.
Anclajes	Punzonamiento	Es la concentración de las cargas en el lado de anclaje y en una pequeña área alrededor de éste. Se caracteriza por aparición de fisuras en el lado y en su área circundante. En el reporte se debe consignar la abertura, profundidad y longitud de las fisura y, profundidad de penetración del dado en la superficie; en el esquema se debe ilustrar la distribución de éstas dentro del dado y a su alrededor.
	Pérdida de pernos	Esta situación se presenta en los prensa-cables que sostienen la tensión del anclaje. Se debe consignar la cantidad de pernos perdidos respecto al total (p. ej. 1/3 para indicar que se ha perdido un perno de tres necesarios.
	Fisuramiento de placa	Un patrón de fisuras en la placa que sostiene al anclaje. Ilustrar la distribución de fisuras en relación a la placa.

Fuente: Manual para la inspección visual de obras de estabilización, Ministerio de Transporte de la República de Colombia, 2006

Tabla 5.17 Registro de daños (página 1 de 2)

Logo 1	ESTUDIO E INVESTIGACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE TALUDES Región: [ ] Fecha: [ ] Levantó:____________________ Hoja [ ] de [ ]	Logo 2

INSPECCIÓN DE TALUDES Y OBRAS DE CONTENCIÓN CONTRATO______________________________

Nombre de la vía: ____________________________________ Nombre del sector: ______________________________

Código de la vía: ________ Concesión: [ ] Mantenimiento integral: [ ] Sector de Admón. Vial N°. [ ]

IDENTIFICACIÓN

1)Ubicación:

Coordenadas X: ___________________

Y: ___________________

2)Características de la obra:

Tipo de obra N°. ___________________ Otra _______________________________________

Longitud: ____________ m Altura: _____________ m Ancho: ___________________

ESTABILIDAD DE TALUDES

a)Tipo de movimiento

Caída [ ] Volcamiento [ ]

Deslizamientos: Rotacionales [ ] Traslacionales [ ]

Flujos: Flujo plástico [ ] Flujos de detritos [ ] Flujos de lodos [ ]

b) Longitud de calzada afectada: ____________ m

OBRAS DE CONTENCIÓN

Obras	Tipo de daño	Dimensiones	N°. de foto	Observaciones
General	Socavación			
	Giros			
	Desplome			
	Volcamiento			
	Fisuras			
	Grietas			
	Fracturamiento			
	Filtraciones			
	Vegetación			
	Drenajes insuficientes			
	Drenajes obstruidos			
Reconformación	Obstrucción de bermas			
	Flujos			
	Inestabilidad del terreno			
Muros de concreto	Juntas frías			
	Refuerzo expuesto			
	Segregación			
	Hormigueros			
	Eflorescencias			
	Carbonatación			
	Contaminación del concreto			
Anclajes	Punzonamiento			
	Pérdida de pernos			
	Fisuramiento de placa			
Muro de tierra reforzada	Paneles			
	Asentamiento			
	Exposición del refuerzo			
Gaviones	Malla			
	Corrosión			
	Rotura de la malla			
	Pérdida del recubrimiento			
	Agregados			
	Meteorización			
	Tamaño inadecuado			

Fuente: Manual para la inspección visual de obras de estabilización, Bogotá D. C. 2006

Tabla 5. 18 Estudio de registro de daños (hojas 2 de 2)

ESTUDIO E INVESTIGACIÓN DEL ESTADO ACTUAL DE TALUDES

TIPOLOGÍA DE OBRAS

Reconformación ☐	Muros de contrafuerte ☐	Muros de semigravedad ☐	Anclajes en suelo ☐	Suelo empernado (soil nailing) ☐
Muros en gaviones ☐	Muros anclados ☐	Muro de encofrado o de cribas ☐	Anclajes en roca ☐	Pilotes y caissons ☐
Muros en voladizo ☐	Muros de gravedad ☐	Tierra armada ☐	Pantallas ancladas ☐	Estructuras de retención de rocas ☐

ESQUEMA

OBSERVACIONES:

____

____

____

____

____

Fuente: Manual para la inspección visual de obras de estabilización, Bogotá D. C. 2006

Darle mantenimiento al césped del talud es fundamental para el crecimiento y propagación el cual puede durar un tiempo dependiendo el tipo de suelo donde yace, la tabla 5.19, contiene información del mantenimiento de acuerdo con el tipo de suelo y la tabla 5.20, muestra un resumen del mantenimiento después de ejecutar trabajos de sembrado.

Tabla 5.19 Mantenimiento clasificado por tipo de suelo en taludes con cobertura vegetal planeada

Métodos y corte de suelo blando	**Suelo arenoso**	Se ha previsto de la germinación pobre. La superficie deberá ser cubierta lo más pronto posible. Debe usarse un agente de previsión de erosión si las semillas no están listas para la temporada de lluvia fuerte.	Cualquier cobertura rota es peligrosa. Se necesita inmediatamente fertilizante adicional si se encuentra porciones del terreno desnudas.
	Suelo arcilloso	Crecimiento lento.	El mantenimiento es casi innecesario. Se requiere fertilizante adicional de acuerdo al crecimiento.
Corte de suelo duro		Escases de agua inmediatamente después del trabajo o falta de fertilizante ocurre rápidamente. Es necesario suficiente rociado de agua y fertilizante adicional.	Se necesita un tiempo largo para la estabilización de la semilla. Debe continuarse el fertilizante adicional por varios años.

Complemento de la inspección de estructuras desarrollado en la tabla 5.17 y 5.18, se consideró necesario presentar dos tablas más para la inspección, la tabla 5.20 y 5.21; la primera para levantamiento de taludes conformados y laderas naturales donde no existen obras civiles, sólo obras de drenaje y una segunda donde existen obras civiles.

Tabla 5.20 Resumen del mantenimiento después de ejecutar trabajos de sembrado (mantenimiento clasificado por método de ejecución)

LOGO 1	**MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS (EJEMPLO DE COSTA RICA)** **FORMULARIO PARA INSPECCIÓN VISUAL (TALUDES Y LADERAS)**									LOGO 2
ZONA: REGIÓN:	Día	mes	año	Hoja	de	Estruc.	Ruta	Sentido	Lado	Km
RUTA:	EMPRESA:									
SELECCIÓN DE CONTROL:	RESPONSABLE:									
DATOS GENERALES										
Ubicación		Dimensiones	Definición	Esquema						
Km. Inicial	Sentido	Longitud (m)	Ladera natural	FOTOGRAFÍA						
Km. final	Lado	pendiente promedio (°)	Talud artificial (corte)							
Coordenadas X	Coordenadas Y	Altura máxima (m)	Terraplén (relleno)							
ESTADO DEL TALUD										
Movimientos										

Tipo de movimiento				Magnitud		Tipo de material	
De caída		Volcamiento		< 20 m3		Roca	
Flujos		Deslizamiento		entre 20 m3 y 100 m3		Coluviales (detritos)	
detritos y tierra		Rotacional		>100 m3		Tierra	
de lodos		Traslacional		Especificar:		Especificar:	
Plástico (reptación)		Movimiento complejo					

SEÑALES DE MOVIMIENTO				
Patología		**Dimensiones**	**Fotos**	**Anotaciones**
Erosión superficial				
<10 (%) superficie				
10 -30 (%) Superficie				
>30 (%) superficie				
Agrietamiento				
Cuerpo del talud				
Corona del talud				
Pie del talud				
Carretera (grietas de tracción)				
Caída de material suelto				
Hundimiento de corona de talud				
Hundimiento de subrasante en terraplén				
Levantamiento de pie de talud				
Socavación de pie de talud				
Deformación de estructuras adyacentes				

DEFICIENCIA DE DRENAJE Y SUBDRENAJE						
Patología		**Severidad**			**Fotos**	**Anotaciones**
		Baja	**Media**	**Alta**		
Taponamiento de drenajes profundos						
Obstrucciones en drenajes						
Agrietamiento en drenajes						
Rotura en drenajes						
Inexistencia de drenaje						
Observaciones:						

Fuente: Proyecto final de graduación "Modelo de priorización de obras geotécnicas para la intervención y mantenimiento de obras de la infraestructura vial del CONAVI", Calvo Vargas, 2013

Tabla 5.21 Para inspección visual (estructuras)

LOGO 1	**MINISTERIO DE OBRAS PÚBLICAS**										LOGO 2
	FORMULARIO PARA INSPECCIÓN VISUAL (ESTRUCTURAS)										
ZONA:	Día	mes	año	Hoja	de	Estruc.	Ruta	Sentido	Lado	Km	
REGIÓN:											
RUTA:	EMPRESA:										
SELECCIÓN DE CONTROL:	RESPONSABLE:										
ESTRUCTURAS											

De contención				Otras	
Dique de contención en tierra		Muro de concreto reforzado		Pantallas y anclajes	
Muro de gaviones		Muro anclado		obras de drenaje y subdrenaje	
Muro de gravedad en concreto (ciclópeo)		Muro de encofrado o cribas			
Muro de tierra armada					

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA				
Ubicación		Dimensiones	Anotaciones	Esquema
Km. Inicial:	Sentido:			
Km. final:	Lado:			
Coordenadas X:	Coordenadas Y:			

PATOLOGÍAS DE OBRAS DE CONTENCIÓN					
Falla parcial o total por :		**Daño por impacto (fractura miento)**		**Erosión de juntas**	
Volteo		Erosión, no grietas		Longitud afectada:	
Deslizamiento		Erosión y grietas		Vegetación:	
Capacidad portante		Rotura		% área afectada	
Deflexión excesiva		% área afectada		Corrosión:	
Abombamiento		**Agrietamiento**		% de área afectada	
Asentamiento		< 3 mm		Rotura o expansión de refuerzo (concreto ref.), malla (gaviones), geotextil (tierra armada)	
Otros		3 a 5 mm		% área afectada	
Erosión de la superficie de la estructura		>5 mm		Otra:	
< 2 cm		% área afectada		FOTOGRAFÍA	
>2 cm , <10% superficie		**Desplazamiento de juntas**			
>2 cm, >10% superficie		Pérdida de sello <20%, sin infiltración			
% área afectada		Perdida de sello entre 20-40%, sin infiltración			
Observación:		Pérdida de sello >20%, hay infiltración			
Dimensiones:		**Longitud afectada:**			

PATOLOGÍA EN PANTALLAS Y ANCLAJES				
Daños o pérdidas en cabezales		Desprendimiento de cobertura rígida		FOTOGRAFÍA
Corrosión		Fisuramiento de pantalla		
% área afectada		Otros:		

PATOLOGÍA DE DRENAJES Y SUBDRENAJES							
Patología		Medición	Severidad			Anotaciones	FOTOGRAFÍA
			Baja	Media	Alta		
Taponamiento drenajes profundos							
Obstrucciones en drenajes							
Agrietamiento en drenajes							
Rotura drenajes							
Inexistencia drenajes							
Observaciones							

Fuente: Proyecto final de graduación "Modelo de priorización de obras geotécnicas para la intervención y mantenimiento de obras de la infraestructura vial del CONAVI", Calvo Vargas, 2013



CAPÍTULO 6
GESTION DE RIESGOS

CA-1. Los Chorros, Colón, La Libertad, El Salvador

6.1 Análisis de riesgo

El riesgo, de acuerdo con la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), organismo de las Naciones Unidas, es definido como "el resultado de la interacción de tres factores: Amenaza, vulnerabilidad y exposición[4]". El riesgo también se puede definir según la CEPAL como "la probabilidad de consecuencias perjudiciales o perdidas esperadas (muertes, lesiones, daños a propiedad pública o privada, interrupción de actividades económicas)[5]" y en la actualidad se le ha introducido la parte medio ambiental y su deterioro, pero se está integrando como un término implícito en la exposición.

Derivado de los conceptos anteriores, podemos decir que el riesgo de desastre se compone de dos partes:

- La amenaza
- La vulnerabilidad

Esto se expresa de la siguiente manera:

Riesgo de desastre = f (amenaza, vulnerabilidad)

Para entender mejor el tema de Riesgos se explican algunos conceptos y terminología básica los cuales han sido tomados de la publicación "Terminología sobre Reducción del Riesgo de Desastres. Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres" de las Naciones Unidas en 2009 y de la "Guía básica para la elaboración del atlas estales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED en 2014.

Riesgo, en un contexto técnico, hace énfasis en las consecuencias o en términos de "pérdidas posibles" relativas a cierta causa, lugar y momento en particular. Esto se debe tomar como el concepto de la probabilidad o la posibilidad de algo, tal como el "riesgo de un accidente"

La **vulnerabilidad** es definida como la disposición interna a ser afectado por una amenaza; por lo que sin vulnerabilidad no existe la pérdida, daño o destrucción.

[4] El impacto de los desastres naturales en el desarrollo: Documento metodológico básico para estudios nacionales de caso. CEPAL. 14 diciembre 2005.

[5] Políticas públicas para la reducción de la vulnerabilidad frente a los desastres naturales y socionaturales. Jorge Enrique Vargas. Serie Medio Ambiente y Desarrollo. CEPAL. ONU. Chile. Abril 2002

También se define como "las características y las circunstancias de una comunidad, sistema o bien que los hacen susceptibles a los efectos dañinos de una amenaza".

Para deslizamiento de taludes o laderas, no se cuentan con metodologías para determinar las funciones de daño; la dificultad está en los diferentes fenómenos que pueden atacar a estos, por ejemplo, en el caso sísmico, se deben de tomar velocidades o aceleración máxima como parámetro único. Los problemas de deslizamientos están dados en función de varios parámetros que dependen de cada tipo de movimiento considerado, el parámetro o los parámetros físicos que definen la vulnerabilidad, son diferentes.

El grado de pérdida de un elemento dado o de un conjunto de elementos dentro del área afectada por el (los) deslizamiento(s). Se expresa en una escala de 0 (ninguna pérdida) a 1 (pérdida total). Para el caso de una propiedad, la pérdida será el valor de la propiedad; para el caso de las personas, será la probabilidad de que una vida en particular (el elemento en riesgo) sea pérdida, dada(s) la(s) persona(s) que sean afectadas por el deslizamiento.

Peligro: Una condición con el potencial para causar una consecuencia indeseable. Las descripciones de peligros de deslizamiento, particularmente para fines de zonificación, deben comprender las características de los deslizamientos. Estas pueden incluir los volúmenes o áreas de los deslizamientos y la probabilidad de su ocurrencia. Puede también ser valiosa la descripción de las velocidades del deslizamiento. Alternativamente, el peligro puede entenderse como la probabilidad con la que un deslizamiento particular ocurra dentro de un lapso dado.

Amenaza: Un fenómeno, sustancia, actividad humana o condición peligrosa que pueden ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, al igual que daños a la propiedad, la pérdida de medios de sustento y de servicios, trastornos sociales y económicos, o daños ambientales.

La palabra en inglés "*danger*", de acuerdo a la IUGS (International Union of Geologial Science), se le ha adoptado el término "amenaza", pero su traducción literal es peligro, además se hace la aclaración que la caracterización del fenómeno o la amenaza, no incluye ningún sentido predictivo.

Evaluación del riesgo: Una metodología para determinar la naturaleza y el grado de riesgo a través del análisis de posibles amenazas y la evaluación de las condiciones existentes de vulnerabilidad que conjuntamente podrían dañar potencialmente a la población, la propiedad, los servicios y los medios de sustento expuestos, al igual que el

entorno del cual dependen. En la tabla 6.1 y figura 6.1 se muestran algunos procesos geológicos y meteorológicos que causan riesgos.

Tabla 6. 1 Procesos geológicos y meteorológicos que pueden causar riesgos

Fenómeno	Riesgos Potenciales
Procesos geodinámicos externos	-Deslizamientos y desprendimientos. -Hundimientos y subsidencias. -Erosión. -Expansividad y colapsabilidad de suelos
Procesos geodinámicos internos	-Terremotos y tsunamis. -Vulcanismo. -Diapirismo.
Procesos meteorológicos	-Lluvias torrenciales y precipitaciones intensas. -Inundaciones y avenidas. -Procesos de arroyada. -Huracanes. -Tornados.

Fuente: González y otros 2002

Los criterios que permiten establecer el grado de amenaza de deslizamiento que pueden presentar los taludes, se exponen en la tabla 6.2

Tabla 6.2 Grados de amenazas al deslizamiento*

Amenaza	Tipo de Talud
Muy alta	Talud/Laderas con agrietamientos, escarpas o salientes. Suelos muy alterados (véase la fig. 6.1), sueltos y / o saturados. Presencia de discontinuidades desfavorables. Antecedentes de deslizamientos en el área o sitio. Talud/Ladera deforestada.
Alta	Talud/Laderas que exhiben zonas de falla. Meteorización de moderada a alta. Posee discontinuidades desfavorables, donde han ocurrido deslizamientos. Talud/Ladera deforestada.
Moderada	Talud/Laderas con algunas zonas de fallas. Formaciones rocosas con alteración y agrietamientos moderados. Sin antecedentes de deslizamientos en el sitio o región.
Baja	Talud/Laderas en formaciones rocosas con alteración de baja a moderada. Planos de discontinuidades pocos favorables al deslizamiento. Ladera sin deforestación. Capa de suelos compactos de poco espesor.
Muy baja	Talud/Laderas en formaciones rocosas no alteradas, poco agrietadas o fisuradas. Sin planos de discontinuidad que favorezcan el deslizamiento. Talud/Ladera sin deforestación

*Fuente: Guía básica para la elaboración del atlas estatales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED, pag. 234

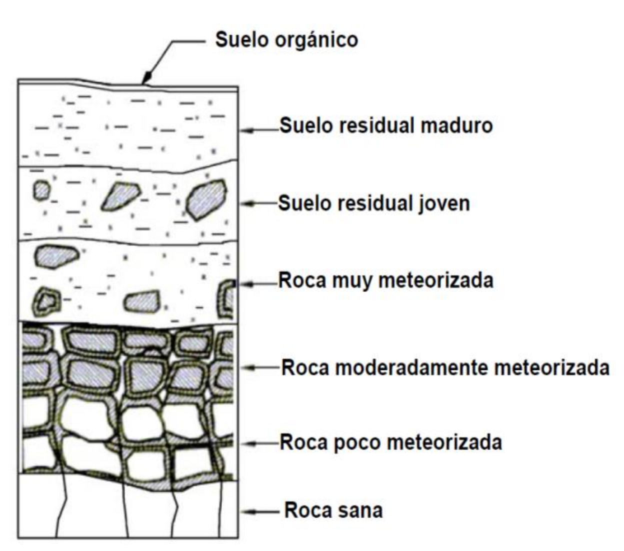


Figura 6. 1 Perfil de alteración de un suelo residual y de la roca basal

*Fuente: Guía básica para la elaboración del atlas estatales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED

Para determinar o estimar el peligro de deslizamiento en un talud/ladera, se debe de tomar en cuenta la tabla 6.3, y evaluar cada uno de los factores para posteriormente sumar el puntaje dado y revisar la tabla 6.4 para saber el grado de peligrosidad del talud /ladera.

Tabla 6.3 Factores para estimar el peligro de deslizamiento de talud/ladera.

Factores topográficos e históricos					
Factor	**Intervalos o categorías**	**Puntuación**	**Observaciones**	**Calificación**	
				1	2
Inclinación de los taludes	Más de 45°	2.00	Estimar el valor medio. Úsese clinómetro		
	35° a 45°	1.80			
	25° a 35°	1.40			
	15° a 25°	1.00			
	Menos de 15°	0.50			
Altura	Menos de 50 m	0.60	Desnivel entre la corona y el valle o fondo de la cañada. Úsense nivelaciones, planos o cartas topográficas. Niveles dudosos con GPS		
	50 a 100 m	1.20			
	100 a 200 m	1.60			
	Más de 200 m	2.00			
Antecedentes de deslizamientos en el sitio, área o región	No se sabe	0.30	Reseñas verosímiles de lugareños		
	Algunos someros	0.40			
	Sí, incluso con fechas	0.60			
Factores geotécnicos					
Tipos de suelos y rocas	Suelos granulares medianamente compactos a sueltos. Suelos que se reblandecen con la absorción de agua. Formaciones poco consolidadas.	1.5 a 2.5	Vulnerables a la erosión; o suelos de consistencia blanda		
	Rocas metamórficas (lutitas, pizarras y esquistos) de poco a muy intemperizadas.	1.2 a 2.0			

	Suelos arcillosos consistentes o areno limosos compactos.		0.5 a 1.0	Multiplicar por 1.3 si esta agrietado		
	Rocas sedimentarias (areniscas, conglomerados, etc) y tobas competentes.		0.3 a 0.6	Multiplicar por 1.2 a 1.5, según el grado de meteorización.		
	Rocas igneas sanas (granito, basalto, riolita, etc)		0.2 a 0.4	Multiplicar por 2 a 4, según el grado de meteorización.		
	Espesor de la capa de suelo	Menos de 5 m	0.50	Revísense cortes y cañadas; o bien, recúrrase a exploración manual.		
		5 a 10 m	1.40			
		15 m a 20 m	1.80			
Aspectos estructurales en formaciones rocosas	Echado de la discontinuidad	Menos de 15°	0.30	Considérense planos de contacto entre formaciones, grietas, juntas y planos de debilidad. (Figura 6.2)		
		25 a 35°	0.60			
		Más de 45°	0.90			
	Ángulo entre el echado de las discontinuidades y la inclinación del talud	Más de 10	0.30	Ángulo diferencial positivo si el echado es mayor que la inclinación del talud. (Figura 6.3)		
		0 a 10°	0.50			
		0°	0.70			
		0° a 10°	0.80			
		Menos de -10°	1.00			
	Ángulo entre el rumbo de las discontinuidades y el rumbo de la dirección del talud	Más de 30°	0.20	Considerar la dirección de las discontinuidades más representativas		
		10° a 20°	0.30			
		Menos de 5 °	0.50			
Factores geomorfológicos y ambientales						
Evidencias geomorfológicas de "huecos" en ladera contiguas	Inexistentes		0.00	Formas de conchas o de embudo (flujos)		
	Volúmenes moderados		0.50			
	Grandes volúmenes faltantes		1.00			
Vegetación y uso de la tierra	Zona urbana		2.00	Considérese no sólo la ladera, sino también la plataforma en la cima.		
	Cultivos anuales		1.50			
	Vegetación intensa		0.00			
	Rocas con raíces de arbustos en sus fracturas		2.00			
	Vegetación moderada		0.80			
	Área deforestada		2.00			
Régimen del agua en la ladera	Nivel freáticos superficial		1.00	Detectar posibles emanaciones de agua en el talud		
	Nivel Freáticos inexistente		0.00			
	Zanjas o depresiones donde se acumule agua en la ladera o la plataforma		1.00			
Sumatoria					**0**	**0**

*Fuente: Guía básica para la elaboración del atlas estatales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED

Tabla 6.4 Estimación del peligro de deslizamiento de talud/ladera

Estimación del peligro de deslizamiento		
Grado	**Descripción**	**Suma de las calificaciones**
1	Peligro muy bajo	Menos de 5
2	Peligro bajo	5 a 7
3	Peligro moderado	7 a 8.5
4	Peligro alto	8.5 a 10
5	Peligro muy alto	Más de 10

*Fuente: Guía básica para la elaboración del atlas estatales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED

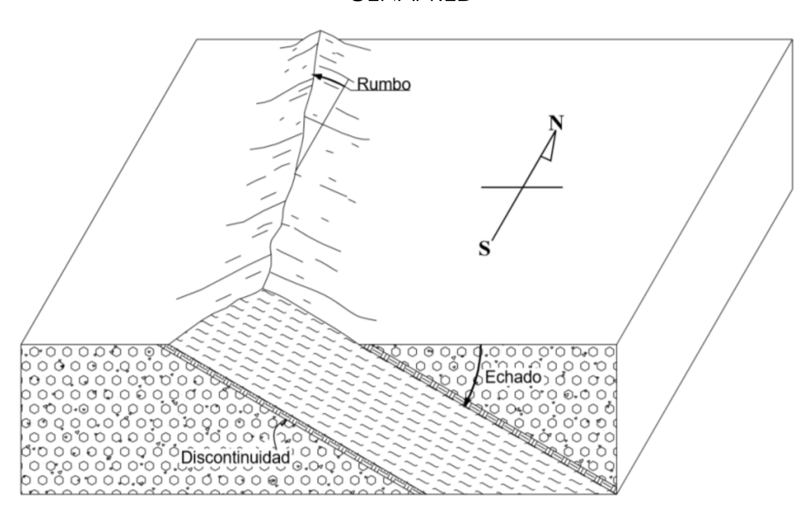


Figura 6.2 Rumbo y echado de una formación geológica
Fuente: Guía básica para la elaboración del atlas estatales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED

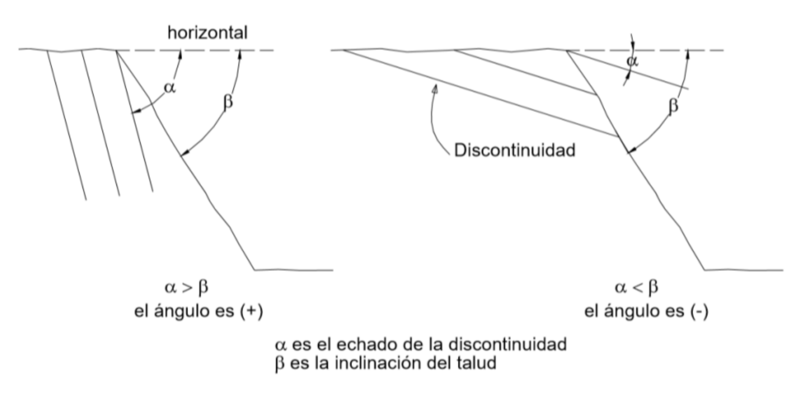


Figura 6.3 Relación entre el echado de discontinuidades y la inclinación de la ladera
Fuente: Guía básica para la elaboración del atlas estatales y municipales de peligros y riesgos" del CENAPRED

Determinación de los elementos en riesgo

El objetivo es determinar la distribución de la probabilidad para el número, naturaleza y características de los elementos en riesgo (personas, infraestructura, propiedades), que pueden ser afectados por el peligro. Esto involucra la determinación del número y naturaleza de los elementos. Algunas características relevantes que necesitan tomarse en cuenta son la ubicación del elemento con relación al peligro y su tamaño; por ejemplo, si se localiza sobre el talud/ladera, su cima, al pie o a cierta distancia del pie. Asimismo, si el elemento tiene una posición fija, por ejemplo una casa; o si es un elemento móvil, como una personas o un carro.

En el anexo I se presenta un resumen del "Manual de Operación de Herramienta para Gestión de Geomenazas de Carretera HGGeoA", esta herramienta fue elaborada por medio del proyecto GENSAI para la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador, para determinar y evaluar el riesgo., la herramienta "HGGeoA" permite a los planificadores de gestión de carreteras analizar y evaluar riesgos de geoamenaza geológica de carretera y así promover y llevar a cabo inversiones eficientes en la reducción del riesgo de geoamenaza de carreteras. HGGeoA es una herramienta desarrollada en Excel para facilitar su uso por parte de cualquier planificador de gestión de geoamenazas de carreteras.

6.2 Amenazas geológicas o geoamenazas

En 2005, Solheim, A., R. Bhasin, F. V. D. Blasio, L. H. Blikra, S. Boyle, A. Braathen, J. Dehls, et al. en su publicación en el International Centre for Geohazards (ICG): Assessment, prevention and mitigation of geohazards. Norwegian Journal of Geology. 85. 45-62, definieron las Geoamenazas como "eventos causados por condiciones o procesos geológicos, geomorfológicos y climáticos que representan amenazas graves para la vida humana, la propiedad y el entorno natural y construido"

Las geoamenzas en carreras cubren casi todos los peligros que afectan la infraestructura vial, tales como deslizamientos, derrumbes, flujos de tierra, flujos de escombros, inundaciones y erosión. La mayoría de los geoamenazas están relacionados con la actividad climática, como la lluvia, el deshielo o la nieve. En los últimos años el cambio climático ha aumentado la intensidad de la lluvia y la temperatura media, incrementando los eventos de riesgo geológico de tipo de flujo, como escombros o flujos de tierra e inundaciones. Los riesgos geológicos dañan la infraestructura vial, amenazan las vidas y los medios de vida, y causan impactos secundarios, interrumpiendo el tráfico y los servicios, como el suministro de agua y energía en algunos casos.

Existen diversos tipos de geoamenazas que afectan a las carreteras, y estas se pueden clasificar según su ubicación y tipos de movimiento (es decir, caída o colapso de la montaña, colapso del lado del valle o erosión del río; deslizamiento y flujo); y el material dominante involucrado (es decir, lecho rocoso, suelo y agua).

En cuanto a la ubicación de las geoamenazas en la carretera estas pueden estar en la pendiente de la ladera de la montaña o pendiente del lado del valle esto hace referencia a una pendiente de corte o pendiente del terraplén o una pendiente natural sobre la superficie de la carretera, además del caso en que el punto en cuestión este en un punto de intersección con un rio.

Se abordan a continuación los riesgos más relevantes para los sistemas viales, tales como inundaciones, procesos geológicos en volcanes, terremotos, deslizamientos y derrumbes de pendientes, flujos de escombros, flujos de tierra.

6.2.1 Inundaciones

Las inundaciones pueden ocurrir cuando las lluvias en una región sobrepasan las capacidades del suelo y de la vegetación de absorber toda el agua que llega y esta escurre sobre el terreno. Ocurren además por desbordamiento de ríos, por la rotura de bordos, diques y presas, obstrucción de tuberías, por el ascenso del nivel del mar, o por las descargas de agua de los embalses.

Las inundaciones dañan a las carreteras, las propiedades, causan la erosión del suelo y depositan sedimentos .También afectan a los cultivos y a la fauna (Figura 6.4). Entre los factores importantes que condicionan a las inundaciones están la distribución espacial de la lluvia, la topografía, las características físicas de los arroyos y ríos, las formas y longitudes de los cauces, el tipo de suelo, la pendiente del terreno, la cobertura vegetal, el uso del suelo, ubicación de presas y las elevaciones de los bordos de los ríos.



Figura 6.4 Inundación por cambio de cauce debido a la tormenta 12E, Usulután Salinas Sisiguayo, El Salvador 2012 (MOP El Salvador)

6.2.2 Volcanes (flujos piroclásticos, lahares, cenizas lavas)

- **Volcanes**

Los volcanes son peligrosos pero su ubicación es puntual por lo que delimitar un área de posible desastre es más fácil a diferencia de otros desastres naturales. Es prácticamente imposible tener un historial con todas las erupciones de un volcán por lo que poder predecir el comportamiento es difícil.

Contar con el conocimiento de los peligros volcánicos que pudieran presentarse en un volcán determinado, dará como resultado una reducción en pérdidas humanas y económicas, figura 6.5. Además, permitirá una mejora en técnicas de construcción de viviendas y edificaciones en general, implementación de medidas restrictivas a la construcción en áreas de peligro y al desarrollo de mejores planes de evacuación y mitigación de desastres.



Figura 6.5 Volcán de San Miguel de El Salvador. (MOP El Salvador)

- **Flujos piroclásticos**

Los flujos piroclásticos pueden recibir varios nombres: flujos piroclásticos, nubes ardientes, flujos de ceniza caliente; es uno de los fenómenos más destructivos de un volcán activo. En las erupciones pueden crearse flujos piroclásticos que constan de una mezcla caliente de gases, cenizas y fragmentos de roca, que descienden por el volcán a gran velocidad. Estos gases viajan hasta el fondo de barrancos y valles, así como también elevarse por encima de relieves altos. Es imposible que cualquier cosa que se encuentre a su paso se salve ya sean construcciones o seres vivos. El flujo es capaz de arrasar construcciones bien edificadas y hasta bosques enteros, sin dejar nada de pie, y puede llegar a viajar distancias que van del orden de metros a centenas de metros.

- **Lahares**

Los lahares comprenden una mezcla de materiales volcánicos depositado en las laderas (rocas, cenizas, pómez, escoria), mayoritariamente cenizas las cuales se movilizan por la acción del agua o lluvias que erosionan el material depositado. El agua se mezcla con el material volcánico suelto que se encuentra en su camino y se transforma rápidamente en un flujo con características similares al concreto fresco. Dado a su densidad este flujo puede trasportar rocas, puentes, arboles, casas y cualquier cosa que encuentre a su paso, además puede recorrer distancias muy grandes (figura 6.6) por lo que su poder destructivo es igualmente grande.



Figura 6.6 Vista de los lahares proveniente del Volcán de Guatemala (Dirección general de caminos, Guatemala)

6.2.3 Terremoto

Los sismos son fenómenos que sacuden la tierra estos se producen por la interacción interna y propia de la corteza terrestre. Este fenómeno en el que se libera energía acumulada en forma de una sacudida puede ser producida por fallas geológicas (Figura 6.7) o por la fricción en los bordes de las placas tectónicas o por algún proceso volcánico. Pueden existir otros factores no geológicos que produzcan terremotos como detonaciones nucleares o el impacto de algún asteroide. No existe una forma confiable para predecir los terremotos pero estos pueden llegar a tener un gran impacto en las estructuras viales notablemente.



Figura 6.7 Deslizamiento inducido por sismo en la curva de la leona CA-01. 2001. El Salvador (MOP El Salvador)

6.2.4 Deslizamientos y caídas de rocas

Caída: un movimiento rápido hacia abajo de una masa de roca o suelo que viaja principalmente a través del aire por caída libre, salto o balanceo, con poca o ninguna interacción entre una unidad en movimiento y otra.

Colapso: un movimiento gradual o rápido hacia abajo del suelo o roca bajo tensión gravitacional, a menudo como resultado de factores artificiales, como la remoción de material del pie de una pendiente. (Figura 6.8).

Deslizamiento: un movimiento masivo de tierra, nieve o roca en modo de cizallamiento a lo largo de una o varias superficies deslizantes. (Figura 6.9)



Figura 6.8 Colapso de rocas inducido por lluvias en la ruta nacional RN-15. Junio 2018 (MOP El Salvador)



Figura 6.9 Deslizamiento de la carretera hacia las vueltas, Chalatenango 2016. (MOP El Salvador)

Para mayor información de estos temas ver en Capitulo 4 apartado 4.1.1

6.2.5 Flujos de escombros/lodos

De acuerdo al documento del CENAPRED "Diagnóstico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México" en la clasificación de los deslizamientos hay un grupo que se designa como flujos, mismos que se asocian normalmente a precipitaciones pluviales extraordinarias, con consecuencias altamente devastadoras.

Las condiciones climáticas extremas facilitan la desintegración rápida de rocas, además, las lluvias intensas y sostenidas actúan como un agente de transporte muy eficiente. El mecanismo con el que se generan los flujos de lodo y escombro es la saturación súbita y sostenida de los sedimentos no consolidados que se encuentran en la parte alta de las zonas de terreno escarpado, como pueden ser las cadenas de montañas.

Al generarse la saturación del material, éste incrementa su peso lo cual desestabiliza el suelo, aumentando las fuerzas desestabilizadoras del cuerpo del talud; al mismo tiempo la presión interna que desarrolla el agua recién acumulada, además de la que escurre pendiente abajo desde las partes más altas a través del interior de la misma masa de sedimentos, genera un abatimiento importante de la resistencia interna del material térreo. Bajo estas circunstancias se presenta inevitablemente el colapso de grandes volúmenes de materiales, tales como limos, arcillas, arena, gravas y fragmentos de roca de diversos tamaños.

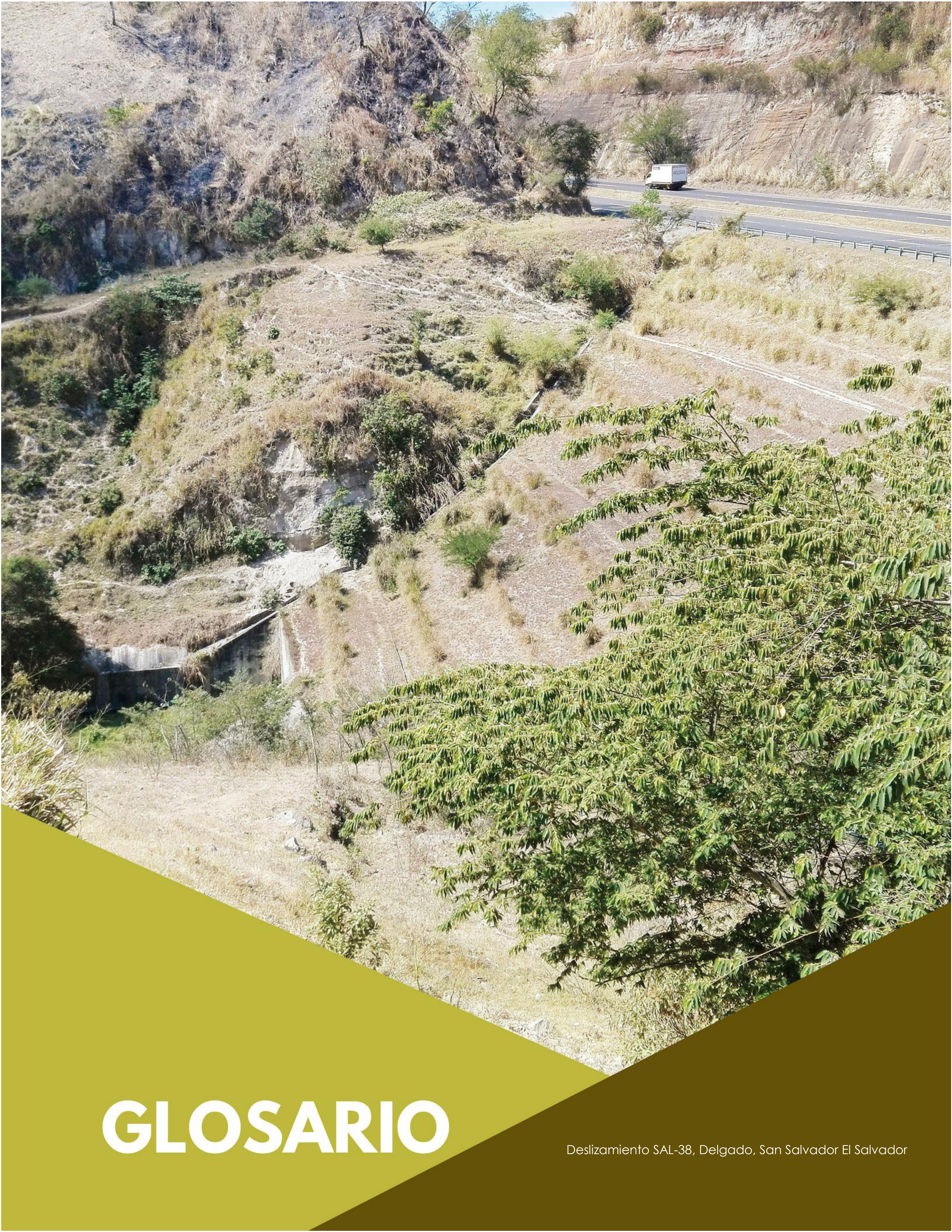
De tal forma, el material colapsado cae a manera de avalancha, a gran velocidad, hasta llegar a una zona de terreno con menor pendiente, donde se presenta una reducción súbita de la velocidad del flujo, por lo que se depositan los fragmentos de material más pesado. (Ver figura 6.10)



Figura 6.10 Flujo de escombros en Joateca, El Salvador 2018. (MOP El Salvador)

6.2.6 Huracanes

En el documento "Diagnóstico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México" del CENAPRED describe que un Huracán o ciclón tropical consiste en una gran masa de aire cálida y húmeda con vientos fuertes que giran en forma de espiral alrededor de una zona central de baja presión. Los ciclones tropicales generan lluvias intensas, vientos fuertes, oleaje grande y mareas de tormenta. Los huracanes/ciclones tropicales presentan en planta un área casi circular y en el centro tienen la presión más baja. Las trayectorias que describen los ciclones están en función de las condiciones climatológicas existentes y pueden entrar o no a tierra. Su patrón promedio es más o menos conocido, aunque en algunos casos se presentan ciclones con trayectorias erráticas. El pronóstico de la trayectoria de los huracanes/ciclones tropicales sirve de guía para la toma de decisiones sobre la protección a la población, ya que se puede tener una idea de las posiciones que tendrá el ciclón en un futuro inmediato y de la evolución de su intensidad. A partir de estos se establecen tiempos de alerta y se prepara la eventual evacuación de los habitantes en las zonas de riesgo.



GLOSARIO

Deslizamiento SAL-38, Delgado, San Salvador El Salvador

GLOSARIO

Agua freática: La que puede moverse en la zona de saturación de una masa de suelo o roca por efecto de la atracción gravitacional.

Altura piezométrica: Altura que alcanza el nivel del agua al colocar un tubo piezométrico en un punto.

Aluvión: Suelo cuyos componentes fueron transportados en suspensión por una corriente de agua y posteriormente depositados por sedimentación.

Análisis granulométrico: Determinación de las cantidades relativas de partículas en un material granular que se encuentra dentro de rangos definidos de diámetro, mediante su separación sobre tamices de distintos tamaños de abertura, o por otros procesos adecuados para el efecto como la sedimentación o el examen por medios ópticos.

Ángulo de fricción interna: Ángulo entre el eje de esfuerzos normales y tangente a la envolvente de Mohr en un punto que representa una condición dada de esfuerzo de ruptura de un material sólido. El ángulo de fricción interna de un suelo corresponde al ángulo cuya tangente es el coeficiente promedio de fricción entre las partículas de un suelo.

Anticlinal: Es un pliegue de la corteza terrestre que presentan los estratos más antiguos en su núcleo. Se forma por los efectos tectónicos de la dinámica terrestre.

Anticlinal tumbado: Es un pliegue de la corteza terrestre que presentan los estratos más antiguos en su núcleo con el plano axial con ángulo en relación al eje vertical.

Basculamiento (en inglés: tilting): Inclinación de un bloque geológico, a la manera de una báscula o balanza. Junto con el plegamiento, es responsable de la inclinación de los estratos.

Bloque: Fragmento de roca, que puede estar redondeado por abrasión, cuyo diámetro es mayor a 25 cm.

Buzamiento: Es el ángulo que forma la línea de máxima pendiente de una superficie de un estrato, filón o falla con su proyección con el plano horizontal.

Coluvión: Término aplicado a cualquier masa de suelo depositado por la escorrentía, que generalmente se encuentra en la base de las colinas o de las laderas de pendiente moderada. Los coluviones o depósitos coluviales están formados por arenas mal

graduadas y gravas. En sentido amplio ha sido utilizado este concepto para designar en forma genérica los depósitos de ladera o depósitos gravitacionales.

Cohesión: Resistencia al corte del terreno cuando la presión normal efectiva es nula.

Contacto discordante: Separa dos materiales no paralelos entre sí, que no tienen continuidad temporal. (Se presenta por una línea discontinua).

Contacto mecánico: El plano de contacto es una falla. (Se presenta por una línea continua).

Contacto normal o concordante: Separa dos materiales paralelos entre sí, que pueden suponerse consecutivos en el tiempo geológico. (Se representa por una línea de puntos).

Deslizamiento: Término genérico que comprende una amplia variedad de procesos de erosión en masa que incluye el transporte pendiente abajo de masas de suelo y de roca. Normalmente el material removido de desplaza a lo largo de una superficie o de una zona restringida de cizalladura, y es precedido, acompañado y seguido de una deformación perceptible a lo largo de una superficie de deslizamiento y en interior de la masa de suelo afectado por estos procesos.

Desprendimiento: Llamado también derrumbe; movimiento de masa caracterizado por la caída de una masa de roca o suelo controlada principalmente por la gravedad, con mínima influencia del agua como factor de desestabilización.

Diaclasa: Superficie de discontinuidad del macizo rocoso originada por las tensiones experimentadas.

Discontinuidad: Separación entre dos partes de una masa de material. Las discontinuidades en masas de suelo y rocas incluyen fallas, diaclasas, planos de estratificación, planos de foliación, fracturas y grietas y el material de relleno.

Esfuerzo: Fuerza por unidad de área sobre la que se aplica dicha fuerza. Los esfuerzos pueden ser normales, cortante o torsionales.

Esquistosidad: Propiedad de ciertas rocas y suelos, esquistos o pizarras, que les lleva a organizarse en láminas o superficies paralelas entre sí. Está ligada a la micro estructura del material, pues en ciertas configuraciones la presencia de una fuerza perpendicular permite la reorientación de los minerales que lo conforman.

Estratigrafía: Define la descripción de las capas componentes del subsuelo, su profundidad, espesor y algunas de sus propiedades.

Factor de seguridad: 1. Relación numérica entre a) la resistencia última de un material, b) el esfuerzo admisible. 2. Relación numérica entre a) la capacidad teórica de soporte, b) la capacidad admisible de soporte, o, alternativamente, el esfuerzo de contacto. 3. En estabilidad de laderas, relación numérica entre, a) las fuerzas o momentos resistentes, y b) las fuerzas o momentos de una masa de suelo.

Factor de estabilidad: Factor adimensional, utilizado en el análisis de estabilidad de taludes, definido por Terzaghi, 1962 con la siguiente ecuación: Ns = Hc γe/c, donde, c = a la cohesión del suelo, Hc = altura crítica del talud y γe = peso unitario sumergido del suelo.

Falla con indicación de hundimiento: Movimiento de la superficie terrestre en la que predomina el sentido somero descendente y que tiene lugar en áreas de distintas características y pendientes. Se diferencia de la subsidencia por sus escalas temporal y espacial mucho más reducida. Puede ser inducido por distintas causas y se puede desarrollar con velocidades muy rápidas o muy lentas según sea el mecanismo que da lugar a tal inestabilidad.

Falla de dirección (de rumbo, transcurrente o de desgarre): Cuando el desplazamiento es horizontal y paralelo al rumbo de la falla. Puede ser según el sentido de los bloques (referenciado a la posición de un observador situado sobre uno de los bloques), sinistral o dirección izquierda: cuando el bloque opuesto al que ocupa el observador se mueve a la izquierda, dextral o dirección derecha: cuando el bloque se mueve a la derecha. El plano de falla puede ser inclinado o vertical.

Falla inversa o cabalgante: Cuando el bloque colgante se mueve hacia arriba respecto del yaciente. Se denominan cabalgamiento a las fallas inversas de bajo ángulo de buzamiento. El plano de falla es inclinado.

Falla normal: Cuando el bloque colgante o de techo se desplaza hacia abajo respecto al bloque yaciente o de muro. El plano de falla es inclinado.

Geoamenaza: Eventos causados por condiciones o procesos geológicos, geomorfológicos y climáticos que representan amenazas graves para la vida humana, la propiedad y el entorno natural y construido. Las geoamenzas en carreras cubren casi todos los peligros que afectan la infraestructura vial, tales como deslizamientos, derrumbes, flujos de tierra, flujos de escombros, inundaciones y erosión.

Geotecnia: Aplicación de principios de ingeniería a la generación, interpretación y utilización del conocimiento de los materiales y procesos que ocurran en la corteza terrestre para la solución de problemas de ingeniería. Para un completo desarrollo requiere la aplicación de diferentes campos del conocimiento, entre ellos: mecánica de suelos, la mecánica de rocas, la geología, la geofísica, la hidrología, la hidrogeología y las ciencias relacionadas.

Geomalla: Red fabricada con materiales sintéticos para ser utilizada con suelos, roca, tierra u otro material relacionado a un proyecto, estructura o sistema. Normalmente las geomallas son utilizadas como elementos de refuerzo en la construcción de estructuras de tierra armada.

Geomembrana: Elemento laminar, manufacturado con materiales sintéticos, cuyas características de impermeabilidad permiten utilizarlo como recubrimiento o como barrera para controlar el paso de fluidos en un proyecto, estructura o sistema.

Geotextil: Elemento laminar permeable, manufacturado a partir de polímeros. Los geotextiles comúnmente son utilizados como elemento de drenaje o de protección de obras de drenaje; ocasionalmente lo son como elementos de refuerzo.

Humedad: Fracción entre el peso del agua contenida en una determinada muestra y el peso del terreno seco.

Índice de calidad de la roca (RQD): Clasificación de calidad de una masa de roca propuesta por Deere con base en el estado de los núcleos de perforación con de diámetro Nx. Numéricamente el RQD se define como la relación porcentual entre a) la sumatoria de las longitudes de los trozos de núcleos mayores de 10 cm, y b) la longitud total del tramo perforado.

Índice de plasticidad: Medida de la plasticidad de un suelo dado por el valor absoluto del intervalo de humedad en el que el suelo se comporta como un material plástico, numéricamente el índice de plasticidad es igual a la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico. $IP = wL - wp$.

Jet grouting: Inyecciones de alta presión.

Juntas: Discontinuidad en un macizo rocoso. Este término genérico comprende diaclasas, fallas y planos de estratificación como elementos de discontinuidad.

Licuefacción: Anulación de la capacidad para resistir esfuerzos de corte de suelo granular fino, saturado y con densidad relativamente baja, como consecuencia de aumento de presión intersticial originado por vibraciones.

Límite líquido: Contenido de agua de un suelo remoldeado correspondiente al límite entre sus estados plástico y líquido de consistencia. Contenido de agua en el cual una masa de suelo remoldeada y cortada con un ranurador de dimensiones estándar fluye hasta unirse a una distancia de 13 mm bajo el impacto de 25 golpes en un aparato normalizado para determinación d límite líquido.

Límite plástico: El contenido de agua de un suelo remoldeado que corresponde al límite entre sus estados de consistencia plástico y rígido. 2. Contenido de agua con que un suelo comienza a desmoronarse cuando se forma con él un cilindro de 3 mm de diámetro.

Mecánica de rocas: Ciencia teórica y práctica que trata de las propiedades y el comportamiento mecánico de las rocas.

Mecánica de suelos: Aplicación de los principios de la mecánica y de la hidráulica a los problemas de ingeniería que tratan de la naturaleza y el comportamiento de los suelos, sedimentos y otras acumulaciones de partículas sólidas. Estudio detallado y sistemático de las propiedades físicas y la utilización de los suelos, especialmente con relación en ingeniería de carreteras, cimentaciones, con el estudio de los problemas relacionados a la estabilidad de taludes y laderas.

Meteorización: Proceso de desintegración y descomposición de un material como consecuencia de su exposición a la atmósfera, a la acción de agentes químicos, del agua y de los cambios de temperatura.

Métodos geofísicos: Métodos de exploración que se utilizan fenómenos físicos, tales como la gravedad de la tierra, ondas sísmicas, resistividad y el magnetismo de la tierra.

Muestra: Porción de material que se toma para determinar las características o propiedades de una parte o de su totalidad del mismo. Material de suelo o roca tomada con propósito de estudio en un laboratorio de mecánica de suelos.

Muestra alterada: Porción del suelo extraído con fines de estudio de laboratorio, que no requiere su conservación en estado natural.

Muestra inalterada: Muestra de suelo cuya estructura no ha sido modificada por manipulación mediante el proceso de muestreo y transporte al laboratorio con el fin de

realizarle pruebas especiales y determinar las propiedades mecánicas del estrato estudiado.

Nivel freático: Altura en que se encuentra el agua en una perforación; posición de la superficie superior del agua en un acuífero. En los acuíferos libres, el nivel freático coincide con el nivel piezométrico.

Nivel piezométrico: Nivel que alcanzará el agua en una perforación en contacto con la atmósfera.

Perforación por percusión: La que se practica hincando una herramienta en el terreno mediante golpes sucesivos.

Perforación rotatoria: La que se practica al hacer avanzar en el terreno una broca que gira sobre su eje al tiempo que se aplica una presión sobre ella.

Proceso de arroyadas: Procesos geológicos que realiza el agua que circula por la superficie sin cauce fijo y da pie a una alta erosión dando lugar a surcos, cárcavas y barrancos.

Presión intersticial: Presión (en exceso sobre la presión atmosférica) de agua en los vacíos de un suelo o roca saturados.

Proyección estereográfica: Representación bidimensional de direcciones tridimensionales utilizada en la solución de problemas estructurales y en el análisis de estabilidad de taludes en roca. En ella las líneas quedan representadas por puntos que indican su dirección y los planos por círculos máximos, o por puntos que representan las líneas perpendiculares a los planos. Existen dos tipos de red para representaciones estereográficas; Wulf y Schmidt o Lambert. La primera es utilizada si se quiere mantener las relaciones angulares y la segunda si se quiere mantener las relaciones de áreas.

Prueba de penetración estándar: Método de exploración de suelos que consiste en hincar un penetrómetro mediante el golpeo de un martinete, donde el número de golpes es el parámetro principal para calcular el esfuerzo cortante de los suelos estudiados.

Prueba de cono: Método de exploración de suelos, que consiste en el hincado de un penetrómetro con la punta cónica. El número de golpes para el avance para la perforación en determinada profundidad, permite calcular la resistencia del esfuerzo cortante del suelo.

Saltamiento de rocas: Trayectoria del movimiento de una roca pendiente abajo, dependiendo de la geometría de la ladera, la roca puede alcanzar altas velocidades y revotar a lo largo del recorrido.

Sinclinal: Es un pliegue de la corteza terrestre que presenta los estratos más recientes en su núcleo. Se forma por los efectos tectónicos de la dinámica terrestre.

Sinclinal tumbado: Es un pliegue de la corteza terrestre que presenta los estratos más recientes en su núcleo con el plano axial con ángulo en relación al eje vertical.

Sismicidad: Grado de frecuencia o intensidad de los sismos que ocurre en una zona determinada.

Socavación: Erosión del terreno causada por el movimiento del agua.

Suelo cohesivo: Cuando la proporción en el peso de contenido de finos que tenga plasticidad es igual o superior al 35%.

Suelo granular: Cuando la proporción en el peso de contenido de arenas y gravas es mayor al 65%.

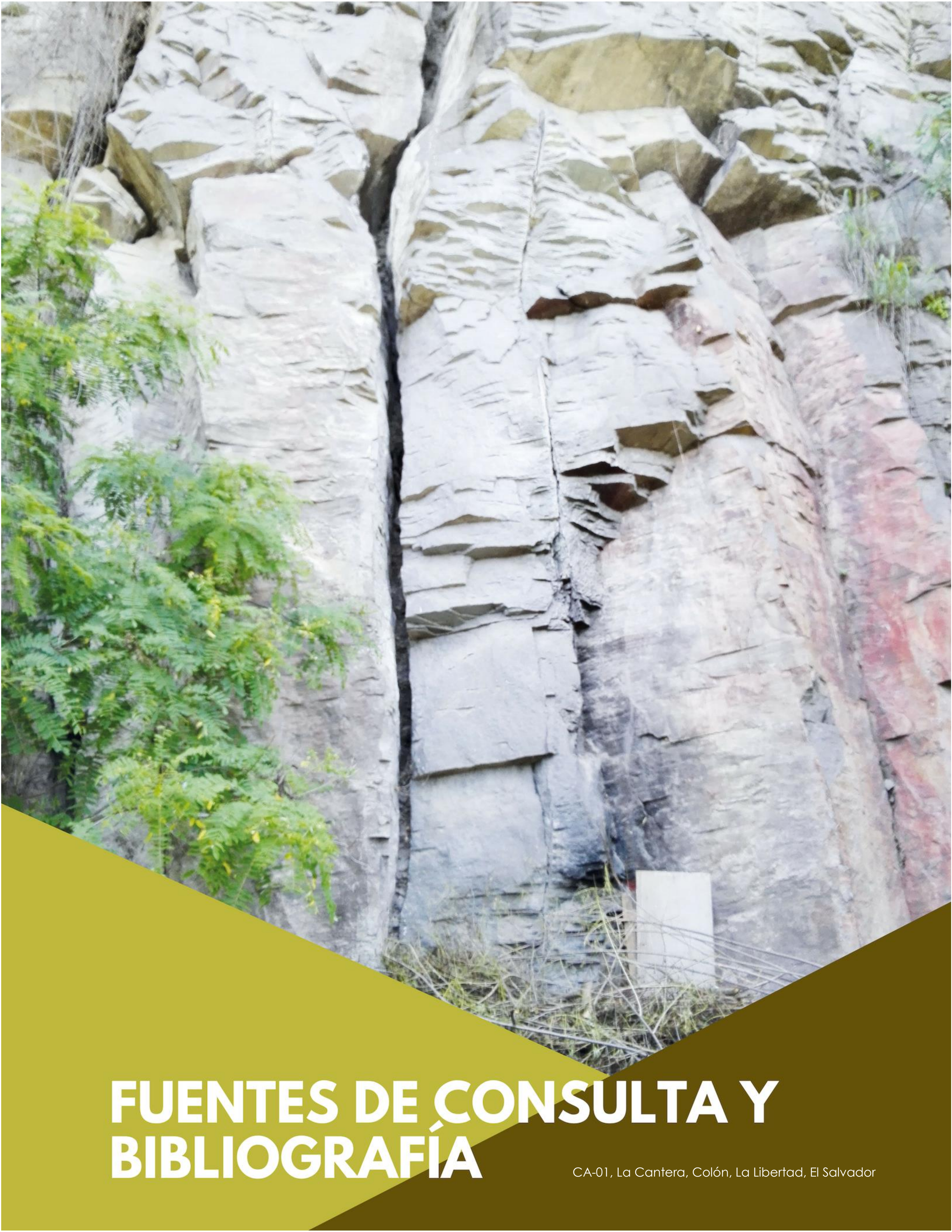
Suelo normalmente consolidado: Se denomina consolidación de un suelo a un proceso de reducción de volumen de los suelos finos cohesivos (arcillas y limos plásticos), provocado por cargas sobre su masa y que transcurre en un tiempo generalmente largo. Producen asientos, es decir, hundimientos verticales, en las construcciones que pueden llegar a romper si se producen en gran amplitud.

Unidad geotécnica: Cada una de las capas superpuestas del terreno que presenta características físicas y mecánicas comunes, relativas a su origen, identificación de los materiales que la componen, estado, resistencia y deformabilidad.

Varnes: Hace referencia a los deslizamientos de ladera basada en la clasificación realizada por (Varnes, 1978) que incluye: movimientos de una masa de roca, suelo o derrubios, de una ladera en sentido descendente. Se incluye cualquier tipo de movimiento en masa, se excluye la erosión, subsidencia y el hundimiento Kárstico.

Zona de préstamo: Terreno destinado a la extracción de materiales para la construcción de terraplenes y presas de tierra.

Zona milonitizada: Cuando la deformación se produce en el dominio dúctil o frágil-dúctil de las rocas, en condiciones de metamorfismo se producen las milonitas, que definen las bandas de cizalla, con un característico bandeado de la roca.



FUENTES DE CONSULTA Y BIBLIOGRAFÍA

CA-01, La Cantera, Colón, La Libertad, El Salvador

FUENTES PRIMARIAS DE CONSULTA

Integrada por ingenieros miembros del Grupo Técnico Regional (GTR) de los países centroamericanos:

Listado de fuentes primarias de consulta nacional

País	Miembro GTR	Institución
Panamá	Porfirio Rangel Moreno	Ministerio de Obras Públicas (MOP)
Costa Rica	Antonio José Romero Castro	Ministerio de Obras Públicas y Transporte (MOPT)
Nicaragua	Marco Antonio Perez Lara	Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI)
Honduras	Hugo Fernando Martinez Silva	Secretaría de Infraestructura y Servicios Públicos (INSEP)
El Salvador	Mónica Patricia Gutiérrez de Guevara	Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda (MOP)
Guatemala	Juan Carlos Galindo	Dirección General de Caminos (MCIV)

BIBLIOGRAFIA

1. Jiménez Salas, J. A. / Justo Alpañes, J. *Geotecnia y cimientos I; propiedades de los suelos y de las rocas.* Rueda Editorial, 1975.

2. Jiménez Salas, J. A. J. L. de Justo Alpañes, A. A. Serrano Gonzalez. *Geotecnia y cimientos II; Mecánica del suelo y de las rocas*; 2da. Rueda Editorial 1981.

3. Jiménez Salas, J. A. *Geotecnia y cimientos III; Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia*; Primera parte; Rueda Editorial 1980.

4. Jiménez Salas, J. A. *Geotecnia y cimientos III; Cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia*; Rueda Editorial 1980.

5. González de Vallejo, Luis. I. *Ingeniería geológica*; impreso 2002.

6. Suárez Díaz, J. *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Instituto de investigación sobre erosión y deslizamientos 1998.

7. Suarez, J. *Deslizamientos, análisis geotécnico*. Edición 2009.

8. Deslizamientos, técnicas de remediación: Jaime Suarez, 2009.

9. DACGER Y MOPTVDU. *Manual de consideraciones técnicas hidrológicas e hidráulicas, para la infraestructura vial en Centroamérica*. Edición 2,016.

10. Japan International Cooperation Agency. *Manual para diseño y protección de taludes*. Edición 2018.

11. Barton, N. Hoek , Bray. *Slope Stability Theory and Qslope Method*. Edición 1971, 1976, 1977.

12. Japan International Cooperation Agency. *Herramienta para Gestión de Geomenazas de carretera (HGGEOA)*. Edición 2018.

13. Barton, N. *Introduction to the Q-system of rock mass classification.* Edición 1974, 2015.

14. Sabins, Floyd. *Remote Sensing, principles and interpretation, third edition*. Edición 1997.

15. Martínez Fernández, Pedro. *Vehículos Aéreos no Tripulados VANT, Aplicados a la Geomática. Tema: Cartografía y tecnologías de la información geográfica*. Edición Springer.

16. Peralta Higuera, Armando. *Simposio de aplicaciones científicas y técnicas de los vehículos no tripulados*; Edición 2017.

17. Crespo Villalaz, Carlos. *Mecánica de suelos y cimentaciones*. Edición 1976-1980.

18. Garnica Anguas, Paul. *Propuesta de indicadores para la gestión de taludes de corte y de terraplén*. Edición 2015-16.

19. MARCOAH (2016). *Contenido de un estudio geotécnico*. Documento de internet disponible en: https://marcoah.com.ve/2016/01/contenido-de-un-informe-geotecnico/

20. Twiss, Roberto J. Structual Geology. Edición 1992.

21. Angulo Huertado, Nohely (2010). Facultad de ingeniería, Escuela de ingeniería geológica, Universidad de los Andes. *Mapas geotécnicos*. Documento de internet dispoble en: http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/nbelandria/materias/geotecnia/Mapas.pdf

22. Japan International Cooperation Agency JICA (2003). Documento de internet disponible en: http://open_jicareport.jica.go.jp/pdf/11740842_03.PDF

23. GTZ y Plan Trifinio (2006). *Guía para la Gestión Local del Riesgo por deslizamientos*. Documento de internet disponible en: http://www.bivica.org/upload/gestion-riesgo-deslizamientos.pdf
24. Giménez Rodríguez, Támara (2009-2010): *Sistema de PosicionamientoGlobal GPS*. Documento de internet disponible en: http://open_jicareport.jica.go.jp/pdf/11740842_03.PDF

25. Martínez, Luis Fernando (1995), aplicaciones civiles del GPS. Documento de internet disponible en: https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099/9601/Article006.pdf?sequence=1&isAllowed=y

26. *BOLFOR; ETSFOR. 1999.* Cartografía y Uso de la Tecnología GPS. Edición: Ramiro Duchén.

27. International Society for Rock Mechanics, ISMR, 1981.

28. Rico Rodríguez, Alfonso y Emilio del Castillo. *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres*. Editorial: Limusa 2005.

29. Schuster y Kockelman 1996. *Prevención, estabilización y diseño de taludes*. Cap. 12. Documento de internet disponible en: http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/14-libro-deslizamientos-y-estabilidad-de-taludes-en-zonas-tropicales-jaime-suarez.html?download=142:191-12-prevencionestabilizacionydiseno

30. *Miriam Downs. Manual de Bioingeniería*, copilado de varios autores. Coorperación Suiza. Documento de internet disponible en: https://docplayer.es/92209172-Manual-de-bioingeniera-compilado-de-varios-autores-por-miriam-downs-cooperacion-suiza.html

31. Ministerio de Transporte de la República de Colombia (2006*). Manual para la inspección visual de obras de estabilizacin.* Documento de internet disponible en: https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/manuales-de-inspeccion-de-obras/973-manual-para-la-inspeccion-visual-de-estructuras-de-drenaje/file

32. J. Jiménez y P. Ruano. Aguas subterráneas, captación y aprovechamiento. Madrid 1998.

33. Ingeniería civil práctica (2012). Documento de internet disponible en: http://ingenipra.blogspot.com/2012/08/clasificacion-de-suelos-por-los-metodos.html

34. Marcoah (2016). *Contenido de un estudio geotécnico.* Documento de internet disponible en: https://marcoah.com.ve/2016/01/contenido-de-un-informe-geotecnico/

35. Asociación Costarricense de Geotecnia (2015). *Código de taludes y laderas de Costa Rica*.

36. Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador. *Curso de explotación de canteras, tema: Parámetros geotécnicos y estabilidad de taludes.* Documento de internet disponible en: http://www.aimecuador.org

37. Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, 2014. Reglamento Estructural de Panamá, REP.

38. Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, 2002. Código Sísmico de Costa Rica.

39. Chávez M. Diego A. 2015. Análisis de estabilidad de taludes según la geometría de corte en suelos cohesivos.

40. Asociación Salvadoreña de Ingenieros y Arquitectos, (asia) 1997. Norma técnica para diseño por sismo y sus comentarios.

41. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, AGIES 2-10. Normas de seguridad estructural de edificaciones y obras de infraestructura para la República de Guatemala.

42. Junta Técnica de Ingeniería y Arquitectura, 2014. Reglamento estructural de Panamá, REP.

43. Comisión Técnica de Ingenieros Civiles de Honduras, 2008. Código Hondureño de Construcción, CHOC.

44. Del Castillo, R. 2010. La ingeniería de suelos en vías terrestres, volumen 1.

45. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED)**:** *Diagnóstico de Peligros e Identificación de Riesgos de Desastres en México*. México. ISBN: 970-628-593-8. Versión Electrónica 2014

46. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED): Guía básica para la elaboración de atlas estatales y municipales de peligros y riesgos, serie nacional de riesgo. México. ISBN: 970-628-902-X. 2004

47. Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL): El impacto de los desastres naturales en el desarrollo: Documento metodológico básico para estudios nacionales de caso. CEPAL. LC/MEX/L.694. 2005

48. Oficina de las Naciones Unidas para Reducción de Riesgo de Desastres (UNISDR): *Terminología sobre Reducción del Riesgo de Desastres Publicado por la estrategia internacional para la reducción de desastre de las Naciones Unidas.* Ginebra, Suiza. . 2009.

49. Solheim, A & Bhasin, Rajinder & Blasio, F & Blikra, Lars & Boyle, S & Braathen, A & Dehls, John & Elverhøi, Anders & Etzelmüller, Bernd & Glimsdal, Sylfest & Harbitz, Carl & Heyerdahl, Håkon & Hoydal, Oyvind & Iwe, H & Karlsrud, Kjell & Lacasse, Suzanne & Lecomte, Isabelle & Lindholm, C & Longva, Oddvar & M. Strout, J. (2005). International Centre for Geohazards (ICG): Assessment, prevention and mitigation of geohazards. Norwegian Journal of Geology. 85. 45-62.

50. Vargas, Jorge Enrique. *Políticas públicas para la reducción de la vulnerabilidad frente a los desastres naturales y socio-naturales*. Autor institucional: División de Medio Ambiente y Asentamientos Humanos LC/L.1723-P ISBN: 9213220138 79 p. Editorial: CEPAL abril 2002, chile.

51. Estadísticas de registros 2006. Cronología de sismos destructivos de El Salvador. Disponible en la página de internet: http://www.snet.gob.sv/ver/sismologia/registro/estadisticas/

52. Manual de Obras de Protección de Taludes" del Proyecto GENSAI, Ministerio de Obras Públicas, Transporte y Vivienda y Desarrollo Humano de El Salvador, 2018. Modificado de La Asociación de Carreteras de Japón (JAEA), 2009. Pautas para los cortes y movimientos de tierra en caminos y estabilidad de taludes. Código ISBN 978-4-89950-415-6



ANEXOS

Guadalupe, San Vicente, El Salvador

ANEXOS

ANEXO I

Herramienta para Gestión de
Geomenazas de Carretera, HGGeoA

De acuerdo al "Manual de Operación de Herramienta para Gestión de Geomenazas de Carretera HGGeoA", esta herramienta permite a los planificadores de gestión de carreteras analizar y evaluar riesgos de geoamenazas geológicas de carreteras y así promover y llevar a cabo inversiones eficientes en la reducción del riesgo de geoamenazas de carreteras. HGGeoA ha sido desarrollada como una herramienta basada en Excel para facilitar su uso por parte de cualquier planificador de carreteras.

Esta herramienta puede ser descargada de la página web del Ministerio de Obras Públicas, Transporte, Vivienda y Desarrollo Urbano (www.mop.gob.sv) ingresando a la Dirección de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo (DACGER) para luego buscar en el centro de descargas de informes técnicos el nombre "GeoHMT - Road Geohazards Management Tool" y proceder a su descarga, la herramienta cuenta con su versión en español e inglés.

HGGeoA es una herramienta de gestión de geoamenaza de carretera que se dirige a eventos de geoamenaza de carretera, tanto sísmicos como no sísmicos. Los eventos de geoamenaza no sísmico en la carretera ocurren principalmente o son inducidos por fuertes lluvias y eventos que ocurren independientemente de terremotos o tormentas. En esta herramienta las geoamenazas se clasifican en masa de rocas, suelo (escombros o tierra) y agua. En la mayoría de los casos, el material es una mezcla de estos, como la mezcla de suelo y agua. Los tipos de movimiento de geoamenazas se clasifican en i) caída o colapso, ii) erosión, iii) deslizamiento, y iv) flujo o inundación.

La HGGeoA, evalúa la probabilidad de ocurrencia de un evento de geoamenaza en carretera, la pérdida potencial de un evento, el riesgo de pérdida anual potencial de una ubicación de carretera propensa a riesgos, los beneficios de una inversión en la reducción del riesgo de geoamenaza de carretera y los indicadores de costo-beneficio tales como el valor presente neto de la inversión de reducción de riesgos. A partir de estos, podemos determinar el plan más eficiente para una ubicación de carretera propensa a riesgos de geoamenazas, para reducir el riesgo de geoamenaza de la carretera y priorizar los proyectos, utilizando esta herramienta.

Los tipos de ubicación utilizados son:

- Ubicación de carretera con talud del lado de montaña (M) (con riesgo de caída, colapso o deslizamiento del talud del lado de montaña);
- Ubicación de carretera con talud del lado del valle (V) (con riesgo de colapso, deslizamiento o erosión de los cimientos de la carretera);
- Ubicación de carretera con cruces de corriente (S) (con riesgo de geoamenaza de tipo de flujo tales como inundación repentina y flujo de escombros); y
- Puente de carretera (B) (con riesgo de falla de la superestructura del puente o la cimentación).
- Para la ubicación de carretera con cruces de corriente y estructura de puentes, se requiere que se lleven a cabo ambos grupos de evaluación para la ubicación de la carretera con cruces de corriente (S) y puentes (B).

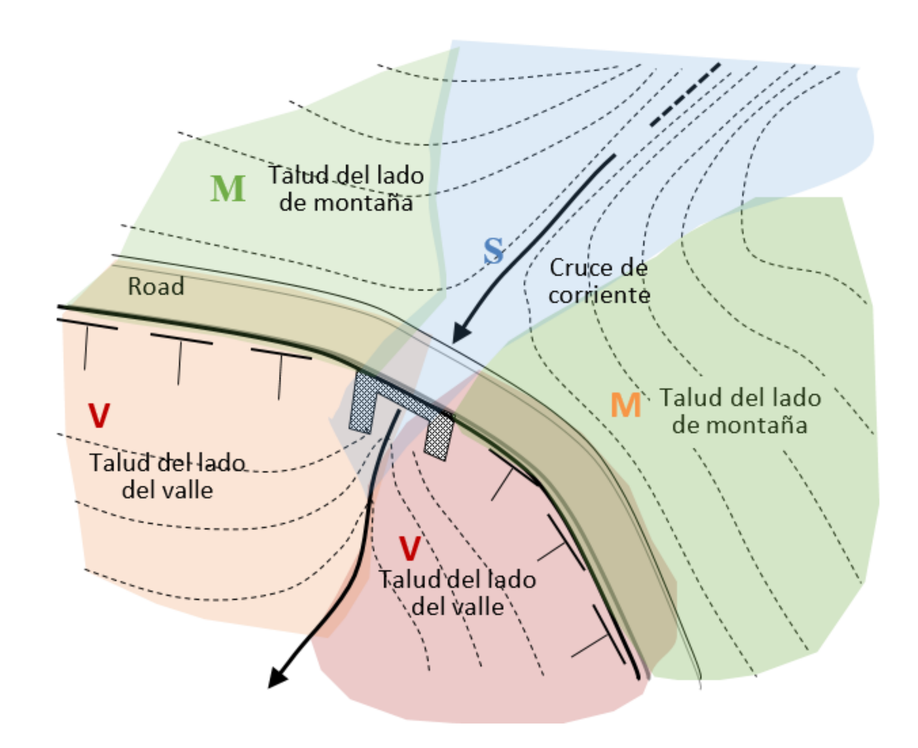
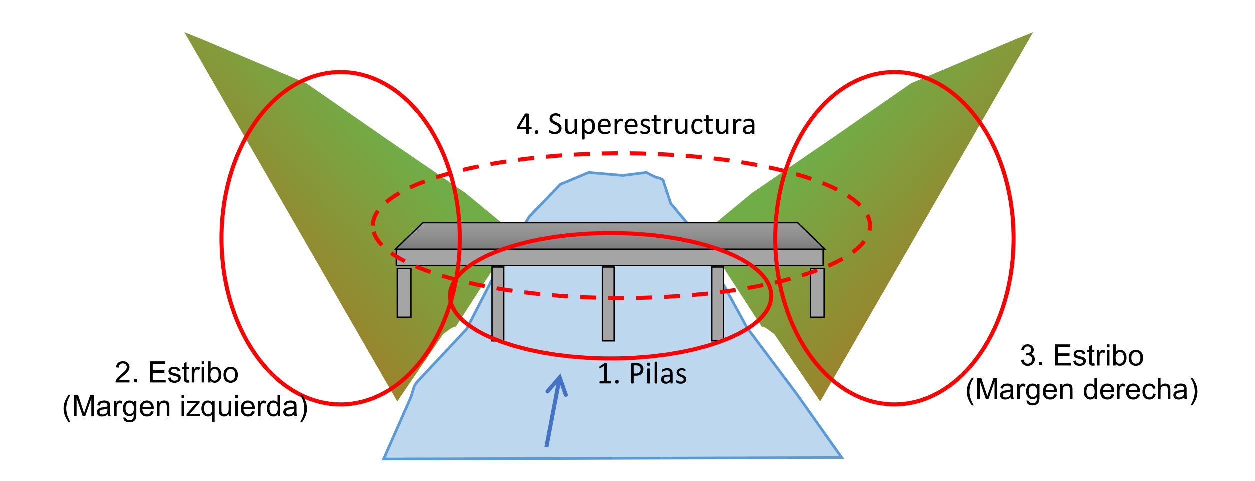


Figura 1. Tipo de Ubicación de Carretera para Gestión de Geoamenazas

Para el caso de un puente este se evalúa por separado para cada parte del mismo:

i) Pilares de puente,
ii) Estribo en el lado origen,
iii) Estribo en el lado destino y
iv) Superestructura del puente

Estos se suman para calcular el riesgo total de un puente.



La HGgeoA es un conjunto de archivos desarrollados en hojas de Excel, por lo tanto, es necesario contar con Microsoft Excel, debido a que los archivos se encuentran en formato "xlsx" y facilita la manipular de los datos. HGGeoA consta de once (11) hojas de trabajo las cuales se explican en el "*Manual de Operación de Herramienta para Gestión de Geomenazas de Carretera HGGeoA*".

No.	Hoja de Cálculo No.	Propósito de Usos
1	Hoja de cálculo 1-1	Estimación de la probabilidad de ocurrencia de eventos de geoamenaza, para una ubicación de carretera con Talud del lado de la Montaña
2	Hoja de Cálculo 1-2	Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de Geoamenaza para una Ubicación de Carretera con Talud del Lado del Valle
3	Hoja de Cálculo 1-3	Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de Geoamenaza para una ubicación de carretera con Cruce de Flujo o Corriente
4	Hoja de Cálculo 1-4A	Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de daños en Puente (Pilares del Puente)
5	Hoja de Cálculo 1-4B (O)	Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de Daños en Puente (Estribo del Puente en el Lado del Origen)
6	Hoja de Cálculo 1-4B (D)	Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de Daños en Puente (Estribo de Puente en el Lado del Destino)
7	Hoja de Cálculo 1-4C	Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de Daños en Puente (Superestructura del puente)
8	Hoja de Cálculo 2	Estimación de Pérdidas Monetarias por eventos de geoamenazas de carretera
9	Hoja de Cálculo 3-1	Estimación de Pérdida Económica Anual y Beneficio de la Reducción del Riesgo para un Talud o un Cruce de Corriente con Potencial de Amenaza

No.	Hoja de Cálculo No.	Propósito de Usos
10	Hoja de Cálculo 3-2	Estimación de la Pérdida Económica Anual y Beneficio de la Reducción del Riesgo para un Puente con Potencial de amenaza
11	Hoja de Cálculo 4	Análisis Costo-Beneficio para una Ubicación en Riesgo

En la tabla 1 se muestra cada conjunto de Hojas de trabajo necesarias por cada tipo de ubicación ya que puede no requerir las ocho (8) hojas de cálculo, por ejemplo, si la ubicación de carretera seleccionada se encuentra en una ubicación con talud del lado de montaña, son necesarias las Hojas de cálculo 1-1, 2, 3-1 y 4 .

Tabla 1. Hojas de trabajo necesarias para cada tipo de ubicación

Hoja de Cálculo	Talud del Lado de Montaña	Talud del Lado del Valle	Cruce de Corriente	Puente
1-1	Sí			
1-2		Sí		
1-3			Sí	Sí
1-4A				Sí
1-4B(O)				Sí
1-4B(D)				Sí
1-4C				Sí
2	Sí	Sí	Sí	Sí
3-1	Sí	Sí	Sí	
3-2				Sí
4	Sí	Sí	Sí	Sí

En cuanto a un puente, los usuarios deben saber que la Hoja de Cálculo 1-4 se divide en tres hojas de trabajo de 1-4A, 1-4B (divididas en 1-4B (O) y 1-4B (D)), y 1-4C. Las hojas de trabajo 1-4A, 1-4Bs y 1-4C son para "grupo de pilares", "estribo" y "superestructura" respectivamente. Se deben preparar dos hojas de trabajo 1-4B debido a que un puente tiene dos estribos.

Se presenta a continuación la Hoja de cálculo 1-1 Estimación de la probabilidad de ocurrencia de eventos de geoamenaza, para una ubicación de carretera con Talud del lado de la Montaña, y la Hoja de Cálculo 1-2 Estimación de la Probabilidad de Ocurrencia de Eventos de Geoamenaza para una Ubicación de Carretera con Talud del Lado del Valle.

Hoja de cálculo 1-1: Estimación de probabilidad de ocurrencia de eventos de geoamenazas en una ubicación de carretera con talud de lado de la montaña

HGGeoA

Los usuarios solo pueden ingresar datos en celdas blancas.

Fecha de entrada de datos (mes/dia/año)		MM	DD	2017	
I. Informacion General					
[I-1] Ubicación ID					
[I-2] Nombre de la carretera					
[I-3] Origen de la estación					
[I-4] Destino de estación:					
[I-5] Extensión a lo largo de la carretera: E				m	
[I-6] Número de carriles de la carretera					
[I-7] Ancho total de la carretera (m)				m	
[I-8] Anchuras de los elementos de la carretera desde el lado de la montaña (m)					
a) Hombro lado de la montaña				m	
b) 1ra Carril				m	
c) Separador central entre 1ra y 2da carril				m	
d) 2da Carril				m	
e) Divisor central entre los carriles 2 y 3				m	
f) 3er Carril				m	
g) Divisor central entre 3ra y 4ta carriles				m	
h) 4to carril				m	
i) Divisor central entre los carriles 4 y 5				m	
j) 5ta carril				m	
k) Los otros carriles y divisores centrales				m	
l) Hombro del lado del valle				m	
II. Observaciones					
III. Datos de localización					
Latitud y longitud		Grad.	Min.	Seg.	
a) Latitud	0				
b) Longitud	0				
c) Elevacion				m	
IV. Eventos históricos de daños en la carretera debido a peligros geológicos (tres últimos eventos)					
a-1) Movimiento de Geoamenaza/Tipo de Material					
b-1) Fecha del evento	(MM/DD/YYYY)	MM	DD		
c-1) Periodo de frecuencia de ocurrencia histórica en años de una magnitud especifica de un evento de daño en la carretera (unidad: años)				Años	
d-1) Descripcion					
a-2) Movimiento de Geoamenaza/Tipo de material					
b-2) Fecha del evento	(MM/DD/YYYY)	MM	DD		
c-2) Periodo de frecuencia de ocurrencia histórica en años de una grado especifica de un evento de daño en la carretera (unidad: años)				Años	
d-2) Descripcion					
a-3) Movimiento de Geoamenaza/Tipo de material					
b-3) Fecha del evento	(MM/DD/YYYY)	MM	DD		
c-3) Periodo de frecuencia de ocurrencia histórica en años de una grado especifica de un evento de daños en la carretera (unidad: años)				Años	
d-3) Descripción					
V. Lista de verificación de la probabilidad de ocurrencia en años sin medidas existentes		Puntuación de Probabilidad de Ocurrencia			
		U.D.B.C.	C.U.C	C.D.C	Aceleración máxima del suelo crítica: PGAc (gal)
[V-1] Extensión (longitud) de la ubicación peligrosa: E	a) E ≥300 m	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-2] Ángulo del talud del lado de la montaña hasta el punto del cambio de inclinación: AL	a) AT ≥ 60°	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-3] Altura completa del talud del lado de la montaña: HT	a) HT ≥ 200 m	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-4] Altura del talud del lado de la montaña hasta el punto del cambio de inclinación: H	d) 30 m > H	3,1	15,4	31,0	125,8
[V-5] Desplazamiento desde la punta del talud de la montaña hasta el carril del vehículo más cercano: D	a) D ≥ 4 m	3,1	15,4	31,0	125,8
[V-6] Tipo de talud del lado de la montaña hasta el punto del cambio de inclinación	c) Tipo Cresta	0,0	0,0	0,1	2,0
[V-7] Material dominante de la superficie del talud del lado de la montaña	d) Guijarros o cantos rodados	0,0	0,0	0,0	1,1
[V-8] Geología dominante del talud del lado de la montaña	c) Cuaternario: roca sedimentaria (roca de debil)	0,0	0,0	0,0	0,2
[V-9] Geometría dominante en la discontinuidad del talud del lado de la montaña.	c) La discontinuidad es perpendicular a la superficie del talud	0,1	0,3	0,4	7,9
[V-10] Estado de manantiales (aguas subterráneas) de la ladera del lado de la montaña	d) No visto	3,1	15,4	31,0	125,8
[V-11] Agua superficial del talud del lado de la montaña	a) Se observa agua de manantial todo el año.	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-12] Vegetación dominante del talud de la montaña	c) Vegetación moderada: la vegetación cubre mas del 20% y menos del 80% del talud	0,1	0,3	0,4	7,9
[V-13] Tipo de talud del lado de la montaña hasta el punto del cambio de inclinación	d) Talud combinada natural / corte	3,1	15,4	31,0	125,8
[V-14] El suelo cubre el lecho de rocaso del talud del lado de la montaña.	a) Si	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-15] Una capa de roca dura se encuentra en una capa de roca blanda	a) Si	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-16] Protección de taludes	a) Vegetación cubre el talud	3,1	15,4	31,0	125,8
[V-17] Frecuencia de desprendimientos de rocas por el talud	a) Una vez al año	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-18] Anormalidades (fenomenos predecibles que dañan la carretera)					
a) Colapso menor/ cae sobre en la carretera al lado del talud de la montaña	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
b) Árboles caídos / inclinados en el talud de la carretera del lado de la montaña	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
c) Grietas abiertas debajo de un saliente en el talud de la carretera del lado de la montaña	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
d) Grietas abiertas que causan deslizamiento en forma de cuña en el talud de la carretera del lado de la montaña	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
e) Grietas continuas (más de 5 m de largo) de la superficie de la carretera	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
f) Agitación en la carretera	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
g) Erosión en forma de surcos/estrias (10-100 cm de profundidad) en el talud de la carretera del lado de la montaña	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
h) Erosión como zanjas o barrancos (a más de 1 metro)	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
i) Grietas continuas de más de 5 m de largo en el talud	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
j) Deformación aparente debido al deslizamiento de la tierra	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
k) Grietas abiertas en la parte de arriba de la roca	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
l) Grietas abiertas por deslizamiento	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
m) Depresión de la superficie de la carretera	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
n) Superficie erosionada (1-10 cm profundidad)	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
o) La erosión subsuperficial del talud debido a la tubería.	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-19] Precipitación media anual: PMA	a) PMA < 500	1,0	0,0	0,0	0,0
[V-20] Precipitación diaria máxima promedio anual: PDMPA	b) 50≦PDMPA < 100	2,0	0,0	0,0	0,5
[V-21] Promedio de meses con lluvia (más de 10 mm de un mes) de un año: PMLL	a) PMLL < 2	1,0	0,0	0,0	0,0
Probabilidad de ocurrencia de (cuando no se consideran las medidas existentes)	Daño únicamente al borde de carretera (Años) [V-22]	20,0			
	Cierre de un carril (Años) [V-23]	77,6			
	Cierre de dos carriles (Años) [V-24]	156,0			
[V-25] Aceleración del terreno pico horizontal crítica (C.H.A.: gal)		648,6			
VI. Probabilidad de ocurrencia considerando medidas existentes					
[VI-1] Medidas existentes (especifique en los glóbulos blancos a la derecha)					
[VI-2] Efecto de las medidas existentes en la probabilidad de ocurrencia (años):		20			
[VI-3] Aceleración máxima del suelo: PGA de diseño de las medidas estructurales existentes(gal)		10			
Probabilidad de ocurrencia de (al considerar las medidas existentes)	**Daño únicamente al borde de carretera (Años) [VI-4]**	**20,0**			
	Cierre de un carril (Años) [VI-5]	**77,6**			
	Cierre de dos carriles (Años) [VI-6]	**156,0**			
[VI-7] Aceleración máxima del suelo crítica: PGAc considerando el efecto de las medidas de mejora de ingeniería (gal)		648,58			
[VI-8] Probabilidad de ocurrencia de la aceleración de tierra pico horizontal crítica (años)					

Hoja de cálculo 1-2: Estimación de probabilidad de ocurrencia de eventos de geoamenzas en una ubicación de la carretera con talud del lado del valle

HGGeoA

Los usuarios solo pueden ingresar datos en celdas blancas.

Fecha de ingreso de datos (mes/dia/año)		MM	DD		
I. Datos Generales					
[I-1] Ubicacion ID	VS0001				
[I-2] Nombre de Carretera					
[I-3] Estacion de Origen					
[I-4] Estacion de Destino:					
[I-5] Extensión a lo largo de la carretera: E				m	
[I-6] Número de carriles de camino					
[I-7] Ancho total de la carretera (m)				m	
[I-8] Anchuras de los elementos de la carretera desde el lado de la montaña (m)					
a) Hombro lado de la montaña				m	
b) Primer Carril				m	
c) Separador central entre Primer y Segundo carril				m	
d) Segundo Carril				m	
e) Divisor central entre los carriles 2 y 3				m	
f) Tercer Carril				m	
g) Divisor central entre 3ra y 4ta carriles				m	
h) Cuarto Carril				m	
i) Divisor central entre los carriles 4 y 5				m	
j) Quinto Carril				m	
k) Otros carriles y divisores centrales				m	
l) Hombro lado del valle				m	
II. Observaciones					
III. Datos de localización					
Latitud y longitud		Grad.	Min.	Seg.	
a) Latitud	0				
b) Longitud	0				
c) Elevacion				m	
IV. Eventos históricos de daños en la carretera debido a peligros geológicos (tres últimos eventos)					
a-1) Movimiento por geoamenaza/ tipo de material					
b-1) Fecha del evento	(DD/MM/YYYY)	MM	DD		
c-1) Periodo de frecuencia de la ocurrencia histórica de un evento con daños en la carretera debido a una magnitud específica (unidad: años)				Años	
d-1) Description					
a-2) Movimiento por geoamenaza / tipo de material					
b-2) Fecha del evento	(MM/DD/YYYY)	MM	DD		
c-2) Periodo de frecuencia de la ocurrencia histórica de un evento con daños en la carretera debido a una magnitud específica (unidad: años)				Años	
d-2) Descripcion					
a-3) Movimiento por geoamenaza/ Tipo de material					
b-3) Fecha del evento	(MM/DD/YYYY)	MM	DD		
c-3) Periodo de frecuencia de la ocurrencia histórica de un evento con daños en la carretera debido a una magnitud específica (unidad: años)				Años	
d-3) Descripcion					
V. Lista de verificación de la probabilidad de ocurrencia en años sin medidas existentes		Puntuación de Probabilidad de Ocurrencia			
		*U.D.B.C	*C.U.C	*C.D.C	*A.H.C
[V-1] Extensión (longitud) de la ubicación peligrosa: E	a) E ≥300 m	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-2] Ángulo del talud del lado del valle hasta el punto del cambio de inclinación: IP	d) 30° > IP	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-3] Altura completa del talud del lado del valle: HT	d) 50 m > HT	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-4] Altura del talud del lado del valle hasta el punto del cambio de inclinación: H	d) 30 m > H	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-5] Desplazamiento desde la punta del talud del lado del valle hasta el carril del vehículo más cercano: D	a) D ≥ 4 m	2,8	13,7	27,6	0,0
[V-6] Altura desde el nivel de agua del río del lado del valle hasta la superficie de la carretera: HS	d) 0.0 m > HS	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-7] Tipo de talud del lado del valle hasta el punto del cambio de inclinación	e) Tipo combinado: Cresta- Recto	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-8] Flujo de aguas pluviales desde la carretera hacia el talud del lado del valle	d) No hay paso del agua pluvial hacia el talud del lado del valle	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-9] Material predominante de la superficie del talud del lado del valle	h) Roca dura intacta	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-10] Geología dominante del talud del lado del valle	k) Precámbrico	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-11] Geometría dominante en la discontinuidad del talud del lado de la montaña.	e) No hay discontinuidad dominante.	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-12] Estado de manantiales (aguas subterráneas) del talud del lado de la montaña	d) No se observa agua de manantial.	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-13] Agua superficial del talud del lado del valle	d) No se observa	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-14] Vegetación dominante del talud del lado del valle	c) Vegetación moderada: la vegetación cubre mas del 20% y menos del 80% del talud	0,1	0,2	0,4	7,0
[V-15] Tipo del talud del lado del valle hasta el punto del cambio de inclinación	d) d) Talud combinado natural / corte	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-16] El suelo cubre el lecho de rocaso del talud del lado del valle	b)No	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-17] Una capa de roca dura se superpone a una capa de roca blanda	b)No: una capa de roca dura no se superpone a una capa de roca blanda.	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-18] Presencia de un terraplén en el talud del lado del valle	c)No hay ningún terraplén en el talud del lado del valle (si es así, ignore los puntos de (19) a (28).	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-19] Altura del terraplén (s): TA	e) No hay terraplén.	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-20] Material del terraplén (s): MT	e) Desconocido	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-21] Geometría del río en el terraplén(s)	d) El río está lo suficientemente lejos del terraplén (s) o no influye en el terraplén (s).	2,8	13,7	27,6	111,8
[V-22] Anormalidades (fenomenos predecibles que dañan la carretera)					
a) Colapso menor/ cae sobre en la carretera al lado de la ladera del valle	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
b) Árboles caídos / inclinados en la ladera de la carretera del lado del valle	No	2,8	13,7	27,6	111,8
c) Grietas abiertas debajo de un saliente en la ladera de la carreteradel lado del valle	No	2,8	13,7	27,6	111,8
d) Grietas abiertas que causan deslizamiento en forma de cuña en la ladera de la carretera del ladodel valle	No	2,8	13,7	27,6	111,8
e) Grietas continuas (más de 5 m de largo) de la superficie de la carretera	No	2,8	13,7	27,6	111,8
f) Agitación en la carretera	No	2,8	13,7	27,6	111,8
g) Erosión en forma de surcos/estrias (10-100 cm de profundidad) en la ladera de la carretera del lado de la montaña	No	2,8	13,7	27,6	111,8
h) Erosión como zanjas o barrancos (a más de 1 metro)	No	2,8	13,7	27,6	111,8
i) Grietas continuas de más de 5 m de largo en la ladera	No	2,8	13,7	27,6	111,8
j) Deformación aparente debido al deslizamiento de la tierra	No	2,8	13,7	27,6	111,8
k) Grietas abiertas en la parte de arriba de la roca	No	2,8	13,7	27,6	111,8
l) Grietas abiertas por deslizamiento	No	2,8	13,7	27,6	111,8
m) Depresión de la superficie de la carretera	No	2,8	13,7	27,6	111,8
n) Superficie erosionada (1-10 cm profundidad)	No	2,8	13,7	27,6	111,8
o) La erosión subsuperficial de la pendiente debido a la tubería.	Si	0,0	0,0	0,0	0,0
[V-23] Precipitación media anual: PMA	a) PMA < 500	1,0	0,0	0,0	0,0
[V-24] Precipitación diaria máxima promedio anual: PDMPA	b) 50≦PDMPA < 100	2,0	0,0	0,0	0,5
[V-25] Promedio de meses con lluvia (más de 10 mm de un mes) de un año: PMLLA	a) PMLL < 2	#N/A	#N/A	#N/A	#N/A
Probabilidad de ocurrencia de (cuando no se consideran las medidas existentes)	U.D.B.C. (años) [V-26]	#N/A			
	C.U.C (años) [V-27]	#N/A			
	C.D.C. (años) [V-28]	#N/A			
[V-29] Aceleración del terreno pico horizontal crítica(A.C.S.: gal)		#N/A			
VI. Probabilidad de ocurrencia considerando medidas existentes					
[VI-1] Medidas existentes (especifique en los glóbulos blancos a la derecha)					
[VI-2] Efecto de las medidas existentes en la probabilidad de ocurrencia (años):		20			
[VI-3] P.G.A. diseñada de las medidas estructurales existentes(gal)		10			
Probabilidad de ocurrencia de (al considerar las medidas existentes)	**U.D.B.C. (años) [VI-4]**	**#N/A**			
	C.U.C (años) [VI-5]	**#N/A**			
	C.D.C (años) [VI-6]	**#N/A**			
[VI-7] Aceleración del terreno pico horizontal considerando el efecto de las medidas de mejora de ingeniería(gal)		#N/A			
[VI-8] Probabilidad de ocurrencia de la aceleración horizontal máxima crítica del terreno (años)					

*D.U.B.C.: Daño unicamente al borde de carretera; C.U.C.: Cierre de un carril; C.D.C.: Cierre de dos carriles; P.G.A.: Aceleración del terreno máxima; A.H.C .: Aceleración crítica en el suelo (Gal)







La publicación y elaboración de este documento fue posible gracias al apoyo de la Agencia de Cooperación Internacional del Japón JICA, Y Ejecutado por la Direcciób de Adaptación al Cambio Climático y Gestión Estratégica del Riesgo DACGER, del Ministerio de Obras Públicas de El Salvador MOPTVDU y La Secretaria de Integración Económica, SIECA

Prohibida su reproducción total o parcia para venta al público